

Stine Rebecca Isaksen

Stabilitetsvurdering av en bergskjæring langs utbyggingsprosjektet E39 Betna – Hestnes

Masteroppgave i Tekniske geofag

Veileder: Krishna Kanta Panthi

Medveileder: Hlynur Gudmundsson

Juni 2023



NTNU

Kunnskap for en bedre verden

Stine Rebecca Isaksen

Stabilitetsvurdering av en bergskjæring langs utbyggingsprosjektet E39 Betna – Hestnes

Masteroppgave i Tekniske geofag
Veileder: Krishna Kanta Panthi
Medveileder: Hlynur Gudmundsson
Juni 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for geovitenskap og petroleum



Kunnskap for en bedre verden



Your ref.: MS/N46T69/IGP/SRIKKP

Date: 13.01.2023

TGB4945 ENGINEERING GEOLOGY - MSc thesis

for

Eng. geo. student Stine Rebecca Isaksen

Stability assessment of rock-cut slope along E39 between Betna and Hestnes

Background

The upgrading of the road section between Valsøyfjord and Halså is ongoing at present. The rock-cut slope requires extensive parametric assessment to check the overall stability of the cut-slope and use of rock support measures consisting of bench excavation and use of rock anchors. Since the road is under expansion and upgrading considerable amount of data and information are available.

During project work in autumn 2022 the candidate has carried out field mapping, brought rock samples for the laboratory testing, and learned briefly to use numerical modeling program RS2 for the assessment of rock-cut slope stability assessment for the road under expansion and upgrading of E39 between Betna and Hestnes. Hence, the project work made it possible to gather even more data by field mapping and laboratory testing during. In addition, the candidate will continue her field mapping work to enrich more data base.

MSc thesis task

This MSc thesis work is related to the stability assessment of the cut-slope at the road stretch between Betna and Hestnes. The thesis work will focus on the following main tasks:

- Review on the rock mass discontinuity characteristics, mechanical and frictional properties, and shear strength properties.
- Review on the stability assessment technique and methods used in rock slope engineering.
- Review on the use of rock reinforcement techniques as stabilization measures for cut-slope.
- Carry out field mapping to enhance the database for the stability assessment.
- Carry out parametric assessment to define discontinuity conditions and to define mechanical and frictional properties for the selected locations for which stability assessment to be carried out.
- Evaluate the type of potential slope failure mode using stereographic projection.

This MSc task must be included after the cover of the MSc thesis

- Carry out in-depth stability assessment of the cut-slope of the selected locations. Assess on the use of potential stability measures against slope failure.
- Discuss and conclude the work.

Relevant computer software packages

Candidate shall use relevant computer software such as Civil 3D, Rocscience package etc.

Background information for the study

- Relevant information about the project such as maps, information and data received from the project and collected by the candidate.
- The information provided by the professor about rock slope engineering.
- Previous MSc and PhD theses, scientific papers and books related to rock slope stability issues.
- Literatures in rock slope engineering and rock anchoring and support measures used in the stabilization of rock cut-slope.

Cooperating partner

Statensvegvesen is a cooperating partner for this project work. Engineering geologist and Project manager **Mr. Hlynur Gudmundsson** will be the co-supervisor and contact person from Statensvegvesen.

The thesis work is to start on 9th January and to be completed by 11th June 2023.

The Norwegian University of Science and Technology (NTNU)
Department of Geoscience and Petroleum

13th January 2023



Dr. Krishna K. Panthi
Professor of geological engineering, main supervisor

This MSc task must be included after the cover of the MSc thesis

Sammendrag

Denne masteroppgaven er relatert til utbyggingen av Europaveg 39 Betna-Hestnes, og er skrevet i samarbeid med Statens vegvesen, som er byggherre på prosjektet. Oppgaven omhandler stabilitetsvurdering av bergskjæringer, og spesifikt undersøkes bergskjæring Haltbakken B25 som et case-studie. Skjæringen er én av mange bergskjæringer som skal etableres langs strekningen, og er forventet å bli omtrent 30 meter høy. Stabilitetsvurderingen i denne oppgaven gjøres uten innsyn av eventuelle stabilitetsvurderinger gjort av byggherre eller prosjekterende konsulent Sweco Norge AS. Statens vegvesen har utlevert prosjekteringsrapport og konkurransegrunnlag, samt plantegninger og innsyn i tverrfaglig 3D-modell for å innhente nødvendig informasjon om utforming og orientering av bergskjæringen. For å etablere viktige inputparametere er det utført feltkartlegging og laboratorieundersøkelser. Andre nødvendige parametere er identifisert gjennom litteratursøk og detaljerte beregninger for å vurdere den overordnede stabiliteten til bergskjæringen.

For å identifisere potensielle utglidningsmekanismerer det utført kinematisk analyse ved hjelp av programvaren Dips fra Rocscience Inc, som viste plan utglidning langs foliasjonsplanet som mest kritisk for stabiliteten av bergskjæring Haltbakken B25. Deretter ble det gjennomført en helhetlig vurdering av inngangsparametere som er nødvendig for stabilitetsvurdering ved hjelp av RS2 og RocPlane fra Rocscience Inc, som viste at parametere Joint Roughness Coefficient (JRC), svakhetsplanets fallvinkel og vanntrykk har stor betydning for stabiliteten av bergskjæringer. Etter at nødvendige inputparametere er vurdert utføres en detaljert stabilitetsvurdering.

Stabilitetsvurderingen ble utført for tre ulike tverrsnittprofiler (profil AA', BB' og CC' ved henholdsvis profilnummer 9670, 9650 og 9630) langs bergskjæring Haltbakken B25. Alle tre profilene er prosjektert med 3 paller, men skjæringene ved de ulike profilene har noe varierende orientering og høyde. I RS2 ble stabilitetsvurderingen utført ved å se på endringen av maksimum deformasjon med og uten bolter. Modelleringen viste 11.8 til 33.8 cm deformasjon uten sikring, samt god effekt ved installering av fullt innstøpte bolter. Q-slope metoden beregner maksimum helningsvinkel for bergskjæringen, og indikerte en maksimum helningsvinkel mellom 57 til 61°. Prosjektert total helningsvinkelen ligger omtrent på dette intervallet, og varierer mellom 59 til 61°. Likevektsanalysen ble utført ved å analysere potensielt ustabile blokker av ulike størrelser langs foliasjonsplanet, og viste sikkerhetsfaktor (SF) som varierte fra 0.4 til 0.5 uten sikring. Effektiviteten av sikringstiltak ble vurdert ved å bestemme den nødvendige boltekraften som må til for at blokkene skal anses som stabil ($SF > 1$). Hovedfunn i denne oppgaven er at alle stabilitetsvurderingsmetodene gir tilfredsstillende resultater og kan til en viss grad korreleres med hverandre, selv om hver metode har sine styrker og svakheter.

Abstract

This MSc thesis is related to the European Route E39 Road Project «E39 Betna-Hestnes» where expansion work is ongoing and is written in cooperation with Statens Vegvesen (Norwegian Public Roads Administration). This thesis deals with stability assessment of rock cut slope, specifically examining the rock cut slope at Haltbakken B25 as a case study. It is noted here that this slope is one of several to be excavated along the stretch and has maximum height of about 30 meters. The stability assessment is carried out independently of any stability assessments performed by Statens Vegvesen or the consulting firm Sweco Norge AS. Statens Vegvesen provided the design report, design basis, as well as site plans and access to a multidisciplinary 3D model to obtain necessary information regarding the configuration and orientation of the rock cut slope. In order to obtain important input parameters, field mapping and laboratory assessment of rock samples is employed. Other necessary parameters have been identified through literature search and detailed calculations to assess overall stability of the rock cut slope.

To begin with, a kinematic analysis using Dips software from Rocscience Inc. was exploited to identify potential failure mode, which revealed that a planar failure along the foliation plane would be the most critical for the stability of the rock cut slope Haltbakken B25. Subsequently, an overall assessment and establishment of input parameters needed for stability assessment using RS2 and RocPlane software was carried out. It is emphasized here that the parameters such as the dip angle of the weakness plane, Joint Roughness Coefficient (JRC) and pore-water pressure are the most significant factors influencing the stability of a rock cut slope. After establishing necessary input variables, a detailed stability assessment was performed.

The stability assessment was carried out for three different cross-section profiles; i.e. profile AA', BB', and CC'; corresponding to profile number 9670, 9650, and 9630. All profiles were designed with three benches, although the orientations and heights of the rock cuts vary slightly. In RS2, the stability assessment was conducted by examining the change in maximum displacement with and without rock bolts. The modelling showed a displacement ranging from 11.8 to 33.8 cm without reinforcement, with significant improvement upon the installation of fully grouted bolts. The Q-slope method calculates the maximum slope angle for the rock cut slope and indicated a maximum slope angle between 57 to 61° for the three profiles. The designed total slope angle for the cut slope falls almost within this range and has a slope angle to the upper limit that vary from 59 to 61°. The limit equilibrium analysis was performed by analysing potentially unstable blocks of different sizes along the foliation plane, which revealed factor of safety (SF) varying from 0.4 to 0.5 without rock bolts. The effectiveness of stabilization measures was assessed by determining the required bolt force for a block to be considered stable ($SF > 1$). The main finding of this thesis is that all stability assessment methods give satisfactory results and can be correlated to each other even though each method has its strength and weaknesses.

Forord

Denne masteroppgaven leveres som en avsluttende oppgave for den 5 årige sivilingeniørutdanningen i Tekniske geofag - ingeniørgeologi og bergmekanikk, ved Institutt for geovitenskap og petroleum, NTNU Trondheim. Oppgaven er utarbeidet våren 2023, og utgjør 30 studiepoeng.

Jeg ønsker å takke min hovedveileder Professor Krishna Kanta Panthi (NTNU) for god veiledning og tilbakemeldinger gjennom masteroppgaven. Jeg vil også takke medveileder Hlynur Gudmundsson (Statens vegvesen) for god støtte gjennom feltarbeid og utgivelse av nødvendig informasjon om prosjektet. Jeg er takknemlig for all veiledning og hjelp fra Jon Runar Drotninghaug og Gunnar Vistnes under laboratoriearbeidet på berglaboratoriet ved Institutt for geovitenskap og petroleum, og diskusjon rundt resultatene. Takk til PhD Kandidat Bikash Chaudhary ved Institutt for geovitenskap og petroleum for alle gode tips og diskusjoner angående numerisk modellering i RS2.

I tillegg vil jeg takke familie, venner og medstudenter for god støtte under studietiden. Og en spesiell takk til mine medstudenter for en uforglemmelig studietid og alle gode samarbeid og diskusjoner gjennom utallige eksamensperioder og oppgaver.

Til slutt vil jeg takke alle jentene på Petroleum FK damer for fem år med mange gode minner fra fotballtreninger, kamper og ikke minst lagfester.

Trondheim, juni 2023

Stine Rebecca Isaksen

Stine Rebecca Isaksen

Innhold

| | |
|--|------------|
| Sammendrag | iii |
| Abstract | v |
| Forord | vii |
| 1 Innledning | 1 |
| 1.1 Bakgrunn | 1 |
| 1.2 Oppgavens formål | 2 |
| 1.3 Metode | 3 |
| 1.4 Begrensninger | 4 |
| 2 Bergmassens egenskaper | 5 |
| 2.1 Mekaniske egenskaper | 6 |
| 2.2 Diskontinuiteter og deres egenskaper | 10 |
| 2.3 Bruddkriterier | 15 |
| 3 Stabilitetsproblematikk i bergskjæringer | 19 |
| 3.1 Klassifisering av stabilitetsproblemer | 19 |
| 3.2 Faktorer som innvirker på stabiliteten | 25 |
| 3.3 Sikringsmetoder og stabilitetsforbedrende tiltak | 30 |
| 4 Metoder for stabilitetsvurdering | 39 |
| 4.1 Stereografisk projeksjon og kinematisk analyse | 39 |
| 4.2 Q-slope | 39 |
| 4.3 Likevektsberegning med partialfaktormetoden | 43 |
| 4.4 Numerisk modellering | 49 |
| 5 Caseprosjekt: E39 Betna-Hestnes | 53 |
| 5.1 Oppsummering av prosjektet | 53 |
| 5.2 Bergskjæringer ved Haltbakken | 55 |
| 6 Feltkartlegging og laboratoriearbeid | 59 |
| 6.1 Laboratorieundersøkelser | 59 |
| 6.2 Feltkartlegging | 66 |
| 7 Vurdering av inputparametere | 73 |
| 7.1 Presentasjon av inputparametere | 73 |
| 7.2 Kinematisk analyse | 77 |
| 7.3 Vurdering av inputparametere i RocPlane | 79 |
| 7.4 Vurdering av inputparametere i RS2 | 87 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 8 | Stabilitetsanalyse og resultater | 91 |
| 8.1 | Vurdering av stabiliteten med Q-slope | 92 |
| 8.2 | Stabilitetsanalyse i RS2 | 93 |
| 8.3 | Likevektsberegning: partialfaktormetoden | 106 |
| 9 | Diskusjon og sammenligninger | 115 |
| 9.1 | Inputparametere | 115 |
| 9.2 | Stabilitetsvurderinger | 120 |
| 9.3 | Evaluering av metoder | 124 |
| 10 | Konklusjon og anbefalinger | 127 |
| 10.1 | Konklusjon | 127 |
| 10.2 | Forslag til videre arbeid | 129 |
| | Referanser | 134 |
| | Vedlegg | 135 |
| A | Laboratorieundersøkelser | 136 |
| A.1 | MÅLING AV UCS-KJERNER FRA PREPARERING | 136 |
| A.2 | RESULTATER FRA UNIAXIAL COMPRESSIVE STRENGTH TEST | 137 |
| A.3 | RESULTATER FRA BRAZILIAN TENSILE STRENGTH-TEST | 148 |
| A.4 | RESULTATER FRA PUNKTLASTTEST | 152 |
| A.5 | RESULTATER FRA TILT-TEST | 155 |
| A.6 | POISSON'S FORHOLDSTALL - TYPISKE VERDIER | 159 |
| B | Feltkartlegging | 160 |
| B.1 | JOINT ROUGHNESS COEFFICIENT (JRC) | 160 |
| B.2 | JOINT COMPRESSIVE STRENGTH (JCS) | 164 |
| C | Kinematisk analyse | 166 |
| C.1 | PLAN UTGLIDNING | 166 |
| C.2 | KILEUTGLIDNING | 167 |
| C.3 | UTVELTING (FLEXURAL TOPPLING) | 168 |
| D | Tabeller for Q-slope metoden | 169 |
| E | Stabilitetsanalyse i RS2 | 174 |
| F | Likevektsberegning: partialfaktormetoden | 177 |

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

I Norge, et land med mange og høye fjell, er det ikke til å unngå at veglinjer må legges gjennom bergskjæringer. I Europa må prosjektering av bergskjæringer og stabilitetsvurderinger gjøres basert på Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering, som også inkluderer prosjektering i berg (Nilsen 2017). Veileder N-V225 Bergskjæringer utgitt av Statens Vegvesen (2023) er et hjelpemiddel for planlegging, prosjektering og etablering av skjæringer i berg langs veg. Etablering av bergskjæringer skal være av god kvalitet, som innebærer jevne overflater som bidrar til bedre stabilitet, lite overmasser, lavere sikringskostnader, mindre behov for vedlikehold og lengre levetid. For å sikre høy kvalitet er det viktig med ingeniørgeologisk kompetanse gjennom hele prosessen, fra planleggingen og gjennomføringen av sprengnings- og bergsikringsarbeid til driftsfasen med fokus på vedlikehold (Statens Vegvesen 2023).



Figur 1.1: Oversiktsbilde: ny veglinje E39 Betna-Hestnes (Statens vegvesen 2021).

E39 Betna-Stormyra er et utbyggingsprosjekt av Statens Vegvesen som består av tre delstrekninger. Betna-Hestnes er en av disse tre delstrekningene, og ligger i Heim kommune. Ny veglinje mellom Betna og Hestnes er vist i Figur 1.1 markert i rødt. Det planlegges 12,8 km ny 2-feltsveg, der rundt 9 km vil få fartsgrense 90 km/t. Strekingen i dag ligger langs bebyggelse, og bærer preg av flere partier med lavere fartsgrense. I tillegg er vegen

smal og svingete, som reduserer sikkerhet og kjørekomfort. Hensikten med utbyggingen er å oppgradere til ny veg med moderne standard, som vil skape bedre fremkommelighet for både mennesker og gods. Mesteparten av ny veglinje på delstrekningen mellom Betna og Hestnes skal legges utenfor bebyggelsen, i urørt terreng. Prosjektet består av Statens Vegvesen som byggherre, Bertelsen & Garpestad AS som totalentreprenør, og Sweco Norge AS som er engasjert som konsulent. Utbyggingen av delstrekningen Betna-Hestnes startet tidlig i 2022, og veien forventes å være ferdigstilt i løpet av høsten 2024 (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2020; Statens vegvesen 2021; Sweco Norge AS 2022).

Høsten 2022 ble forarbeid til denne masteroppgaven gjort i forbindelse med emnet TGB4570 Ingeniørgeologi, fordypningsprosjekt (NTNU). En prosjektoppgave ble levert av undertegnende, men er ikke publisert. Gjennomgang av eksisterende litteratur (teori), felt- og laboratorieundersøkelser og beskrivelse av prosjektet ble utført i prosjektoppgaven, og er i noe grad brukt i denne masteroppgaven. Der deler av tekst er skrevet om og modifisert er det referert til Isaksen (2022) på slutten av avsnittet, slik som i avsnittet over. Dersom det er direkte kopiert kommer dette tydelig frem i forkant.

1.2 Oppgavens formål

Formålet med denne masteroppgaven er å vurdere stabiliteten av en bergskjæring langs E39 Betna-Hestnes, og vil fokusere på følgende punkter:

- Gjennomgang av bergmassens diskontinuitetsegenskaper, mekaniske egenskaper og skjærstyrkeegenskaper.
- Gjennomgang av ulike metoder for stabilitetsvurderinger.
- Gjennomgang av ulike sikringsmetoder og stabilitetsforbedrende tiltak.
- Feltkartlegging på området og laboratorieundersøkelser av steinprøver hentet fra stedet, for å forbedre databasen til stabilitetsvurderingen.
- Evaluere potensielle utglidningsmekanismer ved hjelp av stereografisk projeksjon.
- Vurdering av inputparametere for å definere hvilke parametere som har stor betydning for stabilitetsanalyse.
- Utføre stabilitetsvurdering av en bergskjæring langs E39 Betna-Hestnes ved bruk av ulike metoder, samt vurdere effekten av stabilitetstiltak.

1.3 Metode

1. **Litteraturstudie.** Gjennomgang av relevant eksisterende litteratur, for å legge et grunnlag for vurderinger videre. Det er for det meste brukt forskningsartikler, doktorgradsavhandlinger og fagbøker. Samt håndbøker og veiledere fra Statens vegvesen, Eurokoder fra Norsk Standard og nettsider for teori knyttet til relevant programvare.
2. **Feltkartlegging og laboratoriearbeid.** Feltkartlegging av bergskjæringer og laboratorieundersøkelse av bergartsprøver fra stedet er utført for å innhente viktige parametere til stabilitetsvurderinger.
3. **Gjennomgang av rapporter.** Ingeniørgeologisk- og prosjekterings rapport fra Sweco Norge AS og Statens vegvesen er gjennomgått. Utlevert av Statens vegvesen.
4. **Identifisere stabilitetsproblematikk.** Potensielle ustabile partier i bergskjæringen er identifisert ved hjelp av feltobservasjon og -kartlegging, samt kinematisk analyse. Partiene er videre vurdert ved ulike metoder for stabilitetsvurdering.
5. **Sensitivitetsanalyse i RocPlane og RS2 fra Rocscience Inc.** Vurdering av usikre inputparametere, og deres betydning for stabiliteten av bergskjæringer og deres innflytelse på videre stabilitetsanalyse.
6. **Stabilitetsvurderinger.** Stabilitetsvurderinger av potensielle ustabile partier er gjort ved likevektsberegning med partialfaktormetoden, RS2 fra Rocscience Inc. og Q-slope metoden.

Oppgaven er delt inn i teori (Kapittel 2, 3 og 4), beskrivelse av caseprosjekt, felt- og laboratorieundersøkelser, parameteranalyse, stabilitetsanalyse, diskusjon og konklusjon.

1.4 Begrensninger

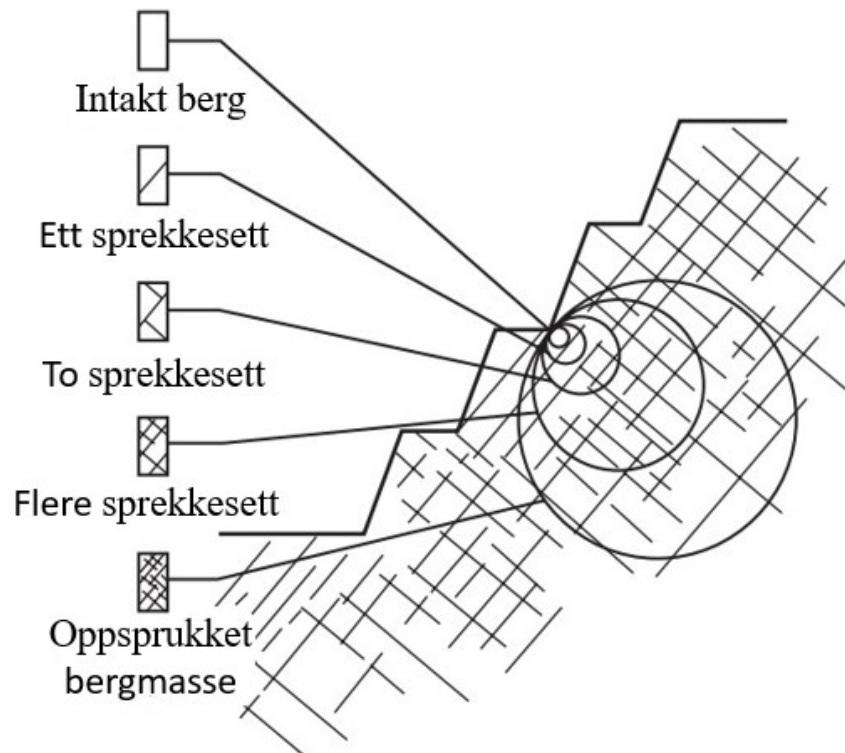
Feltkartlegging våren 2023 er kun utført ved foten av bergskjæring Haltbakken B25, på grunn av pågående anleggsdrift på prosjektet. Av sikkerhetsmessige årsaker var det ikke mulig å bevege seg på skjæringstopp eller lenger opp i skjæringen. Det ble derfor valgt å sammenfatte resultater fra feltundersøkelser utført Høsten 2022, for å få et større data-grunnlag for videre analyser.

Numerisk modellering krever pålitelige input parametere for å kunne produsere et pålitelig resultat. Laboratorieundersøkelsene, som videre brukes som inputparametere, er gjort på steinblokker som var sprengt ut og lå ved foten av skjæringen. Steinblokken kan være påvirket av sprengingen. I tillegg vil det være lokale variasjoner i bergmassen, som ved høy sannsynlighet ikke blir fullstendig dekket av to steinblokker fra stedet. In situ spenninger er ikke målt, og må dermed estimeres som rimelige verdier. Det er heller ingen data på grunnvannsnivå og seismisk påvirkning å innhente. Disse parameterne er spesielt vanskelig å estimere, og det er derfor gjort en sensitivitetsanalyse for å estimere hvordan disse parameterne påvirker stabilitetsanalysen.

For å ikke gjøre oppgaven for bred og omfattende er det valgt å begrense stabilitetsanalyse til én empirisk metode (Q-slope), én analytisk metode (likevektsberegning med partialfaktormetoden) og numerisk modellering (i RS2 fra Rocscience Inc.), samt utføre stabilitetsanalyse på én utglidningmekanisme.

2 Bergmassens egenskaper

Det skilles ofte mellom kontinuerlig og diskontinuerlig bergmasse når egenskaper skal beskrives. En kontinuerlig bergmasse består av intakt berg uten diskontinuiteter. En diskontinuerlig bergmasse beskriver et system av blokker og fragmenter separert av diskontinuiteter. Forskjellen på intakt berg og bergmasse separert av diskontinuiteter er illustrert i Figur 2.1.



Figur 2.1: Figur som viser overgangen fra intakt berg til oppsprukket berg. Figur modifisert etter Wyllie og Mah (2004).

Strukturen i bergmassen er komplisert, og kan ofte gi bergmekaniske problemer knyttet til byggearbeid i berg (Nilsen og Palmström 2000). I dette kapitlet blir mekaniske egenskaper til intakt berg og diskontinuitetenes egenskaper presentert.

2.1 Mekaniske egenskaper

De fleste bergarter inneholder flere typer mineraler. Mineralene kan ha store variasjoner i mekaniske egenskaper. Kwarts for eksempel er veldig hardt, mens glimmer er flisig og har lav hardhet. Bergartens mekaniske egenskaper vil derfor være avhengig av hvilke mineraler bergarten er sammensatt av. Samtidig vil størrelse, form og orientering av mineralene, samt de bindende kreftene mellom mineralene ha stor innvirkning på de ulike egenskapene til bergarten (Nilsen og Thidemann 1993). Mekaniske egenskaper til intakt berg kan bestemmes på laboratorium, ved tester anbefalt av ISRM; Uniaxial Compressive Strength (UCS), Brazil-test, punktlasttest og lydbølgehastighet. Gjennom disse testene kan viktige egenskaper som bergartens trykkfasthet, deformasjonsmodulus, poisson's forholdstall, strekkfasthet og styrkeanisotropi bestemmes. I tillegg kan prøvematerialet måles og veies for å finne tyngdetettheten til bergarten. Som nevnt innledningsvis i kapitlet er det viktig å skille mellom intakt berg og bergmasse. Dermed kan de ulike mekaniske egenskapene til bergmassen bestemmes gjennom empiriske formler når egenskaper til intakt berg er bestemt på laboratoriet eller ved feltundersøkelser. Til slutt i kapitlet blir klassifisering av mekaniske egenskaper presentert.

2.1.1 Trykkfasthet

Panthi (2006) definerer trykkfastheten til bergmassen, σ_{cm} , som evnen til å motstå spenning og deformasjon. Videre blir det beskrevet at styrken ofte er påvirket av diskontinuiteter og foliasjon, samt orienteringen av disse. Styrken og deformasjonen til bergmassen er ulik styrken og deformasjonen til intakt berg. Intakt berg er ofte sterk og homogen, og har større styrke enn bergmassen. Det er derfor nødvendig å finne trykkfastheten til bergmassen, σ_{cm} . Det er utviklet flere metoder for å beregne trykkfastheten til bergmassen ved empiriske formler basert på trykkfastheten til intakt berg, σ_{ci} , som kan testes ved Uniaxial Compressive Strength i laboratoriet. Flere forskere har etablert empiriske formler for beregning av bergmassens trykkfasthet, og er listet opp i Tabell 2.1.

Tabell 2.1: Empiriske formler for estimering av bergmassens trykkfasthet. σ_{cm} er angitt i MPa. Modifisert etter Panthi (2006).

| Foreslått av | Empirisk formel - bergmassens kompresjonsstyrke |
|-------------------------------------|--|
| Bieniawski (1993) | $\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \times \exp \left[\frac{RMR-100}{18.75} \right]$ |
| Hoek et al (2002) og Hoek (1994) | $\begin{aligned} \sigma_{cm} &= \sigma_{ci} \times s^a = \sigma_{ci} \times \left[\exp \left(\frac{GSI-100}{9} \right) \right]^a \\ &= \sigma_{ci} \times \left[\exp \left(\frac{RMR-105}{9} \right) \right]^a \end{aligned}$ |
| Barton (2002) | $\begin{aligned} \sigma_{cm} &= 5\gamma \times Q_c^{1/3} = 5\gamma \times \left[\frac{\sigma_{ci}}{100} \times Q \right]^{1/3} \\ &= 5\gamma \times \left[\frac{\sigma_{ci}}{100} \times 10^{\frac{RMR-50}{15}} \right]^{1/3} \end{aligned}$ |
| Panthi (2006) | $\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1.5}}{60} \text{ for sikrfrig bergmasse}$ |
| Panthi (2017) | $\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1.6}}{60} \text{ for homogen og massiv bergmasse}$ |

Panthi (2006) har foreslått en formel for bergmassens trykkfasthet som kun behøver informasjon om trykkfastheten til intakt berg, σ_{ci} . De øvrige formlene listet opp i Tabell 2.1 benytter trykkfastheten til intakt berg, σ_{ci} , sammen med bergmasseklassifiseringsparametere som Q-verdi fra Q-systemet og RMR-verdi fra Rock Mass Rating, samt GSI (Geological Strength Index) som er et system brukt for å estimere bergmssestyrke og deformasjonsmodulus (Hoek 1994).

2.1.2 Deformasjonsmodulus og poissons forholdstall

I følge Palmström og Singh (2001) kan bergmassens evne til å deformere beskrives med en deformasjonsmodulus. Videre blir det beskrevet at oppsprukket berg ikke oppfører seg elastisk, og derfor benyttes deformasjonsmodulus som et mer passende begrep enn elastisitetmodulus for å beskrive bergmassens deformasjonsegenskaper (Isaksen 2022). Elastisitetmodulus (E-modul), E_{ci} , kan testes på intakt berg ved Uniaxial Compressive strength test (UCS) i laboratoriet. Deformasjonsmodulus, E_m , kan beregnes ved ulike empiriske formler som er listet opp i Tabell 2.2.

Tabell 2.2: Empiriske formler for estimering av bergmassens deformasjonsmodulus. E_m er angitt i MPa. Modifisert etter Panthi (2006).

| Foreslått av | Empirisk formel - bergmassens deformasjonsmodulus |
|-----------------------|---|
| Bieniawski (1978) | $E_m = 2RMR - 100$ |
| Palmstrøm (1995) | $E_m = 5.6 \times RMI^{0.375}$ |
| Hoek and Brown (1997) | $E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\frac{GSI-10}{40}}$ |
| Barton (2002) | $E_m = 10 \times Q_c^{1/3}$ $= 10 \times \left(\frac{Q \times \sigma_{ci}}{100}\right)^{1/3}$ |
| Panthi (2006) | $E_m = E_{ci} \times \left(\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}}\right)$ |

Poissons forholdstall (ν) er en dimensjonsløs parameter som beskriver det negative forholdet mellom radiell (ϵ_r) og aksial tøyning (ϵ_a) i et elastisk materiale som utsettes for en-aksial spenning, og kan estimeres på laboratorium sammen med deformasjonsmodulus. Poissons forholdstall er en viktig parameter for å beskrive den elastiske deformasjonen til en bergart. I de fleste bergarter ligger vanligvis verdien mellom 0.05 og 0.4 (Gerçek 2007; Isaksen 2022).

2.1.3 Anisotropi og inhomogenitet

En anisotrop bergart har ulike egenskaper i forskjellige retninger. Disse egenskapene kan blant annet være deformasjonsmodulus, styrke og permeabilitet (Hudson og Harrison 1997). Graden av anisotropi i bergarter er vanligvis styrt av foliasjon, lagdeling, mengden elastiske mineraler og glimmerinnhold (Nilsen og Palmström 2000). Ved punktlasttest i laboratoriet kan prøvestykker testes i både aksiell og diametral retning, slik at styrkeanisotropi kan beregnes (Nilsen og Thidemann 1993).

På grunn av den mineralogiske sammensettingen er inhomogenitet et særtrekk i de fleste bergarter (Nilsen og Thidemann 1993). Hudson og Harrison (1997) beskriver at en inhomogen bergart har ulike egenskaper på forskjellige plasser, og at homogeniteten til bergarter varierer utfra hvilken størrelsesskala som blir studert. Videre diskuteres to måter å beskrive bergarter: Continuous, Homogeneous, Isotropic and Linearly-Elastic (CHILE)¹ og Discontinuous, Inhomogeneous, Anisotropic, Non-Elastic (DIANE)². Et material som beskrives som CHILE er sjeldent når det er snakk om bergarter og bergmasser. Bergmassen er et komplekst materiale som er under konstant spenning og belastning fra ulike dynamiske bevegelser i jordskorpen. Tektoniske bevegelser, jordskjelv, landheving/nedsynkning, issykluser og tidevann er eksempler på slike bevegelser. Dette gjør at bergmassen stadig endrer seg og tilpasser seg til omgivelsene. Bergmassen er også et oppsprukket og porøst medium som kan inneholde væsker i både væske- og gassfaser, for eksempel vann, olje, naturgasser og luft under ulike spenninger, temperaturer og væsketrykk (Jing 2003). Dermed er DIANE beskrivende for bergmassen i virkeligheten, og er hva en ingeniør må forholde seg til. Tidligere ble CHILE-prinsippet brukt ved analyser, da det var mindre sofistikerte beregningsmetoder tilgjengelig. I dag kan datakoder håndtere brudd på dette prinsippet, og analyser kan utføres når materialet beskrives som DIANE. Blokkteori og distinkte elementmetoder er basert på denne teorien i numerisk modellering (Hudson og Harrison 1997), som er nærmere beskrevet i Kapittel 4.4.

¹På norsk: Kontinuerlig, homogen, isotrop og lineær-elastisk (CHILE).

²På norsk: Diskontinuerlig, inhomogen, anisotrop og ikke-elastisk (DIANE).

2.1.4 Klassifisering av bergartsparemetere

I henhold til Håndbok No.2 fra Nilsen og Palmström (2000) kan bergartsparemetere klassifiseres som vist i Tabell 2.3.

Tabell 2.3: Klassifisering av bergartsparemetere i henhold til Tabell 13.1 i Håndbok no.2 (Nilsen og Palmström 2000).

| Parameter | Enhet | Klassifisering | | | | |
|-------------------------|-------------------|----------------|---------|---------|--------|------------|
| | | Veldig lav | Lav | Moderat | Høy | Veldig høy |
| Tyngdetetthet, γ | kN/m ³ | < 24 | 24-26 | 26-28 | 28-30 | > 30 |
| UCS, σ_c | MPa | 1-5 | 5-15 | 15-50 | 50-120 | > 120 |
| E-modul, E | GPa | < 10 | 10-30 | 30-70 | 70-100 | > 100 |
| Punktlaststyrke, I_s | MPa | < 0.1 | 0.1-0.3 | 0.3-1 | 1-3 | > 3 |

Klassifisering av bergartsparemetere benyttes til å beskrive bergartens grad av styrke og evne til å deformere. Dette er et nyttig verktøy for å rangere bergartsparemetere undersøkt på laboratorium fra veldig lav til veldig høy.

2.2 Diskontinuiteter og deres egenskaper

Diskontinuiteter i en bergart er hvilken som helst struktur eller geologisk trekk som gjør bergarten inhomogen. Diskontinuiteter kan variere i størrelse, fra flere kilometer til noen få centimeter (Nilsen og Palmström 2000). Alle bergmasser inneholder diskontinuiteter som lagdelingssprekker, foliasjonssprekker, sprekker, skjærsoner og forkastninger. Nær overflaten, der det er lave spenninger, er brudd av intakt berg minimal og oppførselen til bergmassen er kontrollert av glidning på diskontinuitetene. For å analysere stabiliteten av bergmasse nær overflaten (for eksempel i bergskjæringer) er det nødvendig å forstå hvilke faktorer som kontrollerer diskontinuitetenes skjærstyrke (Hoek 2006). I dette kapitlet blir ulike typer diskontinuiteter presentert, diskontinuitetenes skjærstyrke og friksjonsegenskaper, samt relevante bruddkriterier.

2.2.1 Sprekker

Goodman (1993) beskriver sprekker som regelmessige og gjentakende bruddflater, vanligvis plane, som skjærer over bergarten med konstant orientering og gjennomsnittlige avstander fra noen centimeter til flere meter. Sprekker kan forekomme tilfeldig, men dersom en rekke tilnærmet parallelle sprekker forekommer kalles det sprekkesett. De fleste bergmasser har et sprekkesystem med mer enn ett sprekkesett, ofte tre.

Sprekker som har oppstått ved dannelsen av bergmassen i metamorfe bergarter kalles foliasjonssprekker, eller lagdelingssprekker (bedding joints) i sedimentære bergarter. Ulike sprekketyper har forskjellige navn, generelt basert på størrelse og sammensetting eller hvordan de har oppstått (Nilsen og Palmström 2000). En oversikt over ulike sprekketyper er presentert i Tabell 2.4 og 2.5.

Tabell 2.4: Ulike typer diskontinuiteter inndelt utfra størrelse og sammensetting (Nilsen 2016; Nilsen og Palmström 2000; Palmström og Stille 2010).

| Ulike diskontinuiteter inndelt utfra størrelse og sammensetting | |
|---|--|
| Stikk | Primært dannet. Liten, delvis eller ikke gjennomsettende diskontinuitet. |
| Riss | Sekundært dannet, for eksempel av sprenging. Ofte små med ru bruddflate. Vanligvis er de ikke gjennomsettende. |
| Sprekker | Primært eller sekundært dannet. Sprekker er gjennomsettende diskontinuiteter uten mineralbelegg eller mineralfylling, men kan være åpne og inneholde vann, is og nedvasket materiale fra overflaten. Bruddflaten er ofte ru, men dersom sprekken er parallell med foliasjon kan bruddflaten være relativt glatt. |
| Slepper | Gjennomsettende diskontinuitet med mineralfylling/mineralbelegg, ofte fylt med leirmateriale, kalk, kloritt etc. Størrelsen på sleppen kan være opptil noen centimeter. |
| Skjærsprekke | Diskontinuitet med knust materiale fra skjærbevegelser, som ofte er tykkere enn sprekker. Det er registrert skjærsprekker med tykkelse på noen millimeter og opptil en meter. |

Tabell 2.5: Ulike typer diskontinuiteter inndelt utfra dannelsesmåte (Nilsen 2016; Nilsen og Palmström 2000; Palmstrøm og Stille 2010).

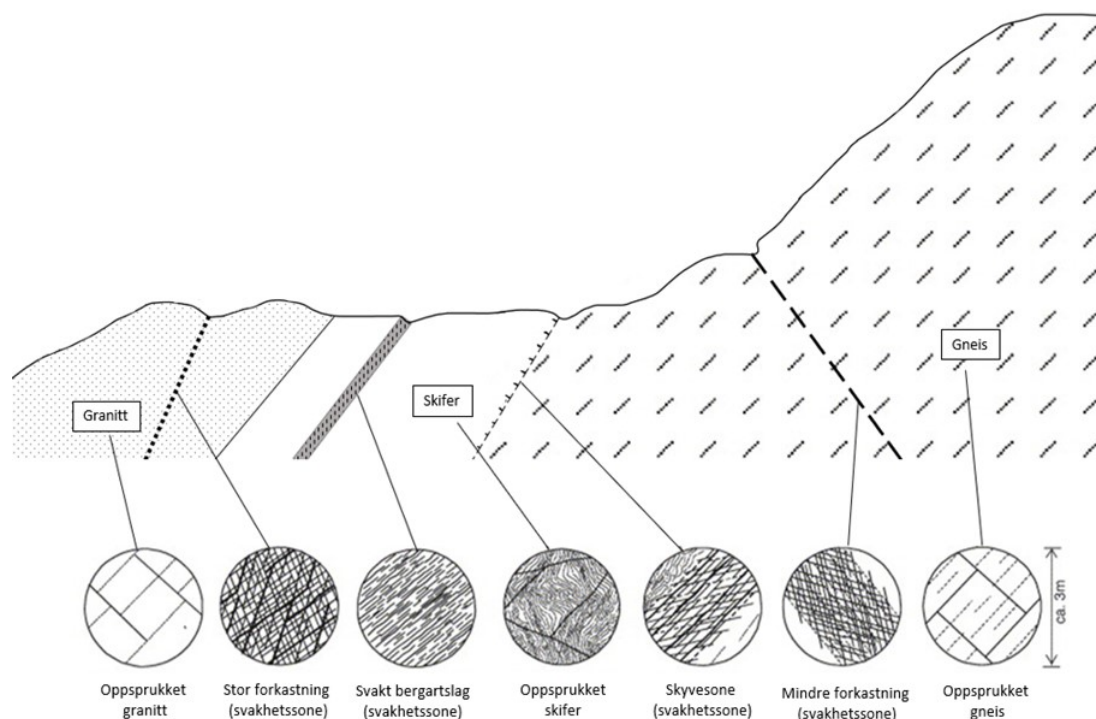
| Diskontinuiteter inndelt basert på dannelsesmåte | |
|--|--|
| Lagdelingssprekker | Diskontinuiteter dannet langs lagdelingen i sedimentære bergarter. |
| Foliasjonssprekker | Diskontinuiteter dannet langs foliasjonen i metamorfe bergarter. |
| Eksfoliasjonssprekker | Diskontinuiteter dannet ved kjemiske eller fysiske krefter, som ekspansjon og sammentrekning under oppvarming og avkjøling ved temperaturendringer. |
| Søyleoppsprekking | Oppsprekking i umetamorfe basalter som dannes ved avkjøling. |
| Tektoniske sprekker | Diskontinuiteter som er dannet av strekkspenninger ved regional tektonisk kompresjon. Disse forekommer vanligvis som plane sett med ru overflate. Ofte er det ett eller to sprekkesett som dominerer i utholdenhet |

2.2.2 Forkastninger og svakhetssoner

Forkastninger og svakhetssoner er store diskontinuiteter i bergmassen, som ofte er veldig svak og har høy konduktivitet, og kan ha stor påvirkning på stabiliteten i bergskjæringer. Under sprenging kan svakhetssoner være en stor risikofaktor (Panthi 2006). Det er vanlig å skille forkastninger og svakhetssoner i to hovedtyper etter dannelsesmåte; svake bergartslag og tektoniske bruddsoner (Nilsen og Palmström 2000). Svakhetssoner viser seg ofte i terrenget som mindre kløfter og depresjoner i grunnen (Nilsen 2016).

Svake bergartslag er lag av svake mineraler eller bergarter som leiremineraler, glimmer, talk, kloritt, kull etc. Noen svakhetssoner som er dannet av svake bergartslag blir kalt svakhetssoner fordi bergarten rundt er mye sterkere. **Tektoniske bruddsoner** er soner hvor tektonisk aktivitet i form av skjærbrudd og tensjonsbrudd har skjedd gjentatte ganger gjennom geologisk tid. Sammensetningen og størrelsene kan variere mye (Nilsen og Palmström 2000). To hovedtyper av tektoniske bruddsoner:

- **Tensjonsforkastning** er dannet ved bevegelse vinkelrett på bruddflaten, og danner en spaltesone. Ved tensjonsforkastninger er ofte bergveggene parallelle og svakhetssonen har blitt utviklet ved at svake mineraler har fylt opp sonen. Fyllingsmineralene kan være kloritt, (svelle)leire, porøs kalsitt, silt etc. (Braathen og Gabrielsen 2000; Nilsen og Palmström 2000).
- **Skjærforkastninger** har oppstått ved bevegelse parallelt på bruddflaten, og danner en knusningssone. Skjærforkastninger inndeles deretter utfra bevegelsesretning, eksempelvis; normalforkastning og reversforkastning. Det kan være vanskelig å se skillet mellom intakt berg og de ytre delene av svakhetssonen. Den sentrale delen er mest knust opp og kan være forvitret, og noen ganger fullstendig omvandlet til leire. Denne type svakhetszone kan variere fra noen få centimeter til flere meter (Braathen og Gabrielsen 2000; Nilsen og Palmström 2000). Ved fjellkjededannelse kan skyvesoner oppstå gjennom reversforkastninger. Skyvesoner dannes ved at bergmasser (skyvedekker) skyves opp og over yngre bergmasser (Fossen 2009).



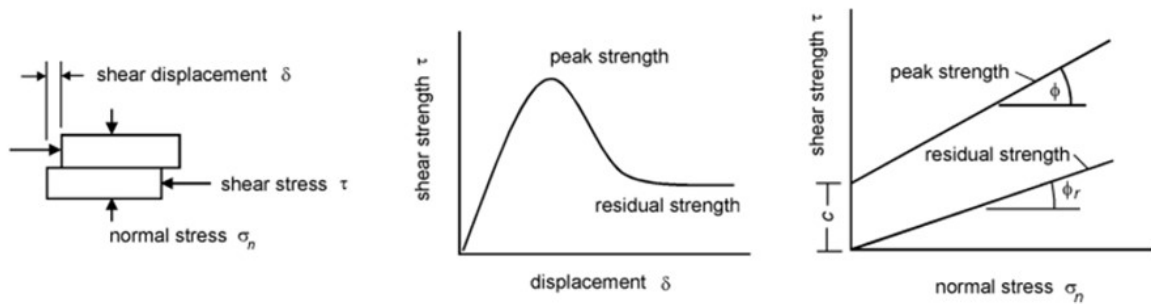
Figur 2.2: Flere typer svakhetssoner og forkastninger som kan opptre i berggrunnen. Figur modifisert etter Stille og Palmström (2008).

Figur 2.2 viser ulike typer svakhetssoner som kan opptre i berggrunnen, samt at de ofte kan gjenkjennes på overflaten som depresjoner i grunnen.

2.2.3 Sprekkeflatens skjærstyrke og friksjonsegenskaper

Panthi (2021) påpeker at stabiliteten i bergskjæringer i hovedsak vil avhengige av skjærstyrken langs svakhetsplanet, som igjen er avhengig av friksjonsegenskapene styrt av ruhet, grad av forvitring og oppsprekking, fyllingsmateriale, grunnvann, geometri og seismisk akserelasjon eller menneskeskapte vibrasjoner som sprenging. Skjærstyrken og deformasjonsegenskapene til sprekkeflater kan variere kraftig, av flere årsaker. En viktig faktor er hvorvidt sprekkeveggene berører hverandre eller ikke, samt tilstedeværelse og type mineralfylling som eventuelt skiller sprekkeflaten. I sprekker uten sprekkefylling er ruhet og trykkfasthet viktige parametere for å beskrive skjærstyrken, mens i sprekker der mineralfylling separerer sprekkeflatene er de fysiske egenskapene og mineralogiegenskapene til mineralfyllingen viktigst. Størrelsen på normalspenningen (σ_n) som virker på sprekkeflaten er den viktigste eksterne faktoren for å beskrive skjærstyrken (Barton og Bandis 1990). Ved svært lave normalspenninger vil ruheten lokalt ha stor innflytelse på skjærstyrken til sprekkeflatene, mens ved høyere spenninger er det i hovedsak hvorvidt sprekkeflaten er bølgete som har mest innflytelse på skjærstyrken (Nilsen og Palmström 2000).

Ved skjærttesting av diskontinuiteter, illustrert i Figur 2.3, blir spenning påført normalt på sprekkeflaten (σ_n), og skjærspenningen (τ) som kreves for å skape deformasjon (δ) kan estimeres. Skjærspenningen øker raskt til «peak strength» er oppnådd. Dersom deformasjonen fortsetter, vil skjærspenningen falle til en viss residualverdi som da vil holde seg konstant, selv ved store skjærdeformasjoner. «Peak strength» vil ha en stigende graf med friksjonsvinkel ϕ og kohesjon c som krysser skjærstyrke-aksen, mens «residual strength» vil ha en stigende graf med residual friksjonsvinkel ϕ_r og kohesjon lik null ($c=0$) (Hoek 2006). Barton og Bandis (1990) har foreslått en empirisk formel for forholdet mellom residual friksjonsvinkel (ϕ_r) og basis friksjonsvinkel (ϕ_b), som beskrives i Kapittel 2.3.2. Hoek (2006) beskriver residual friksjonsvinkel som omtrent lik basis friksjonsvinkel. Basis friksjonsvinkel kan testes i laboratoriet ved Tilt-test (ISRM 2018).



Figur 2.3: Skjærtesting av diskontinuiteter (Hoek 2006).

2.3 Bruddkriterier

Styrke til intakt berg er en av de grunnleggende egenskapene som trengs for å forutsi oppførselen til bergmassen. Flere forskere har studert oppførselen til intakt berg ved brudd, og har foreslått flere bruddkriterier. Generelt er det seks hovedkriterier som ofte blir anbefalt for å beskrive styrken til intakt berg: Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, Modified Lade, Modified Wiebols and Cook, Mogi og Drucker-Prager (Mehranpour og Kulatilake 2016).

Mehranpour og Kulatilake (2016) presenterer Mohr-Coulomb kriteriet og Hoek-Brown kriteriet som to vanligste å bruke som bruddkriterium i bergmekanikken, på grunn av deres brukervennlighet og allsidighet til å beskrive bergmasse. Likevel er det disse to kriteriene som ikke inkluderer mellomste hovedspenning, noe de andre store kriteriene gjør. I følge Hoek (2006) forutsetter Hoek-Brown bruddkriterium at bergarten som vurderes er isotrop og har isotrop bergmasseoppførsel. Dette kriteriet bør kun brukes på de bergmassene der det er et tilstrekkelig antall tettsittende diskontinuiteter som har lik overflatekarakteristikk, slik at isotrop oppførsel som involverer brudd på diskontinuiteter kan være antatt. Når strukturen som blir analysert er stor og blokkstørrelsen liten, kan bergmassen betraktes som et Hoek-Brown materiale.

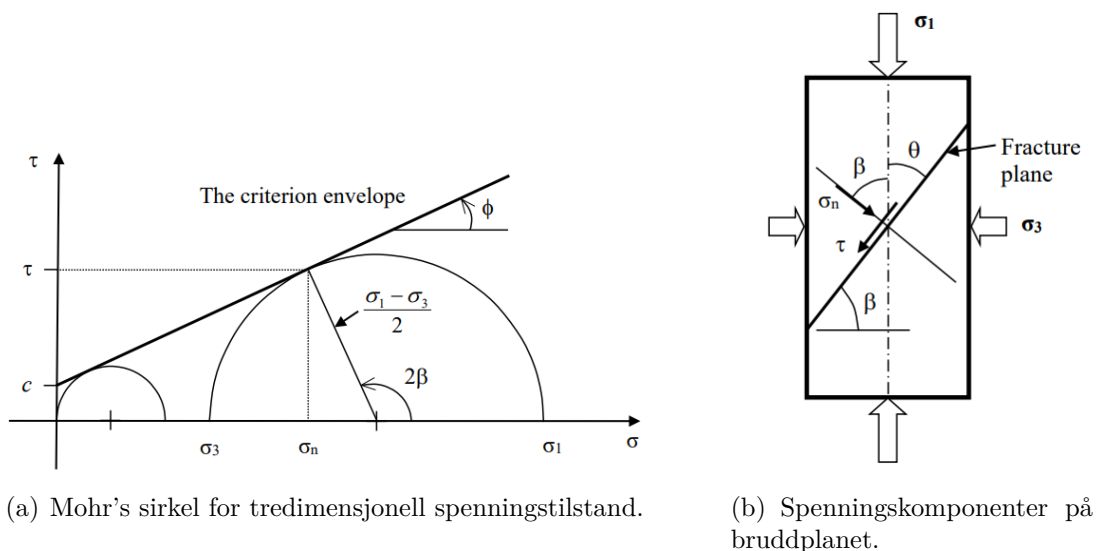
Bruddkriterier som blir presentert i underkapitler i denne oppgaven er begrenset til de bruddkriterier som blir brukt videre i analysekapitlene 7 og 8.

2.3.1 Mohr-Coulomb bruddkriterium

Mohr-Coulomb bruddkriterium benyttes for å beskrive brudd i både løsmasser og intakt berg, samt beskrive friksjon mellom sprekker i bergskjæringer (Hackston og Rutter 2016). I følge Mehranpour og Kulatilake (2016) betraktes Mohr-Coulomb kriteriet som det første kriteriet som var tilgjengelig i bergmekanikk. Kriteriet antar brudd når skjærspenningen overskrider skjærstyrken på et spesifikt plan. Mohr-Coulomb kriteriet er et sett med lineære ligninger basert på hovedspenningene. Kriteriet beskriver når et isotropt materiale vil gå i brudd, og under hvilke forhold. Den mellomste hovedspenningen blir neglisjert (Labuz og Zang 2012). Mohr-Coulomb kriteriet er definert av Formel 2.1.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (2.1)$$

hvor τ er skjærspenningen på bruddplanet, σ_n er normalspenningen, c er kohesjon og φ er friksjonsvinkel. Li (2021) beskriver at bergmassestyrken er assosiert med omslutningstrykket, som er observert ved triaksialtesting (Figur 2.4b). Hvert par av største trykkspenning, σ_1 , og omslutningstrykket, σ_3 kan presenteres i form av Mohrs sirkel i et σ - τ -diagram, som vist i Figur 2.4a. Mohrs sirkel benyttes for opptegning av bruddkurven, som er omhyllingskurven til Mohr-sirklene (Li 2021). Bruddkurven til berg er vanligvis ikke-lineær. Imidlertid kan kurven tilnærmes lineært innenfor et lite spenningsintervall (Nilsen 2016).



Figur 2.4: Grafisk presentasjon av Mohr-Coulomb bruddkriterium (Li 2021)

Orienteringen av bruddplanet kan defineres med vinkel β , kalt bruddvinkel, som vist i Figur 2.4b. Bruddvinkelen er relatert til friksjonsvinkelen φ , beskrevet av Formel 2.2 (Li 2021).

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (2.2)$$

2.3.2 Barton Bandis-kriteriet

Barton (1976) studerte oppførselen av naturlige bergsprekker, og utviklet sitt første ikke-lineære bruddkriterium for sprekker ved å bruke basis friksjonsvinkel φ_b , og presenterte Formel 2.3. Formelen var basert på Patton (1966) sitt arbeid.

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan[JRC \cdot \log(JCS/\sigma_n) + \phi_b] \quad (2.3)$$

Etterhvert reviderte Barton og Choubey (1977) formelen etter flere skjærstyrketester på forvitrede bergsprekker, og foreslo bruk av residual friksjonsvinkel, φ_r , og er beskrevet av Formel 2.4.

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan[JRC \cdot \log(JCS/\sigma_n) + \phi_r] \quad (2.4)$$

hvor σ_n er normalspenningen (spenning normalt på sprekkeflatene), JRC (Joint Roughness Coefficient) et mål på sprekkenes ruhet, JCS (Joint Compressive Strength) et mål på sprekkenes trykkfasthet og ϕ_r er residual friksjonsvinkel (Barton og Bandis 1990; Hoek 2006). Barton og Choubey (1977) foreslo Formel 2.5 til å estimere residual friksjonsvinkel, φ_r .

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20(r/R) \quad (2.5)$$

hvor, r er Schmidt hardhet på våte og forvitrede bruddflater, og R er Schmidt hardhet på tørre og uforvitrede bruddflater. Formel 2.4 og 2.5 ble til en del av Barton-Bandis kriteriet for skjærstyrke av diskontinuiteter (Barton og Bandis 1990). Nilsen (2016) påpeker at dersom sprekkeflaten in-situ er utforvitret, er residual friksjonsvinkel, ϕ_r , lik basis friksjonsvinkel, ϕ_b . Parametere i Barton-Bandis kriteriet blir beskrevet nærmere i Kapittel 6.2.

3 Stabilitetsproblematikk i bergskjæringer

Wyllie (2018) beskriver at stabiliteten i bergskjæringer er ofte betydelig påvirket av strukturegeologien av bergmassen. Strukturegeologi omhandler den naturlige forekomsten av diskontinuiteter, som sprekker, foliasjon og svakhetssoner. Egenskapene til diskontinuiteter er viktig for stabiliteten; orientering, utholdenhet, sprekkeavstand, ruhet og materialfylling. I hardt intakt berg er det ofte langs diskontinuiteter utglidning kan skje, da disse er svakhetsplan. Nilsen og Palmström (2000) beskriver orienteringen og egenskapene til diskontinuiteter, samt grunnvannsforhold som de viktigste årsakene for stabiliteten. Orienteringen av diskontinuitetene vil også bestemme hvilken type stabilitetsproblem som kan oppstå. Syv hovedfaktorer blir trukket frem som viktig for å beskrive stabiliteten:

- Bergartsfordeling og mekaniske egenskaper
- Forkastninger og svakhetssoner
- Sprekkesystemer
- Grunnvann og klimatiske forhold
- Bergspenninger
- Geometrisk utforming
- Sprengingsrystelser og potensiell jordskjelvaktivitet

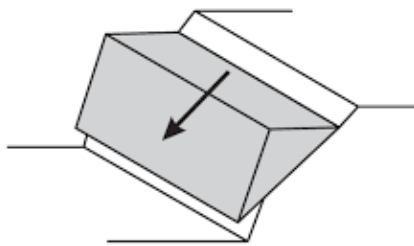
Hvor mye hver faktor spiller en rolle kan variere i stor grad fra bergskjæring til bergskjæring. Det kan også variere innad i én bergskjæring. I dette kapitlet blir stabilitetsproblemer klassifisert, og viktige faktorer som på virker stabiliteten og ulike metoder for bergsikring beskrevet.

3.1 Klassifisering av stabilitetsproblemer

Når stabiliteten i bergskjæringer skal diskuteres skilles det mellom total- og detaljstabilitet. Totalstabilitet beskriver stabiliteten til hele skjæringen, mens detaljstabilitet beskriver spesifikke plasser i bergskjæringen. Sprekkeorientering i bergskjæringen har mye å si for å bestemme om stabilitetsproblemer vil være et faktum. I tillegg vil det indikere hvilke stabilitetsproblemer det kan ventes (Nilsen og Palmström 2000).

3.1.1 Plan utglidning

Den vanligste formen for utglidningsmekanisme i bergskjæringer er plan utglidning (Raghuvanshi 2019). Spesielt i skjæringer i harde, uforvitrede bergarter (Nilsen og Palmström 2000). Som Figur 3.1 viser skjer utglidningen langs én sprekkeflate som tilnærmer seg et plan. Norrish og Wyllie (1996) påpeker at plan utglidning analyseres som et todimensjonalt stabilitetsproblem.



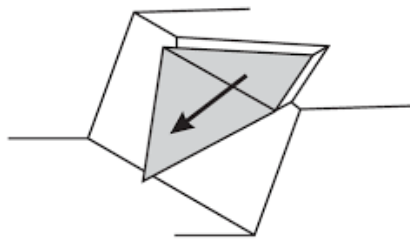
Figur 3.1: Illustrasjon av plan utglidning (Wyllie og Mah 2004).

Videre beskrives det at størrelsen på plan utglidning kan variere fra noen få kubikkmeter til storskala skred som involverer hele fjellsider. Under er noen geometriske betingelser listet opp, som må være oppfylt før en plan utglidning kan oppstå (Wyllie og Mah 2004):

- Planet der utglidning oppstår må ha strøk parallelt eller tilnærmet parallelt til skjæringsveggen (Strøket til glideflaten kan ikke avvike mer enn 20° fra strøket til skjæringsveggen).
- Glideplanet må treffe skjæringsveggen, som vil si at fallvinkelen til glideplanet må være mindre enn fallvinkelen til skjæringen.
- Fallvinkelen til glideplanet må være større enn friksjonsvinkelen for planet.
- Den øvre enden av glideflaten må enten skjære toppen av skråningen, eller treffe en tensjonssprekk.
- Sidevegger som gir lite til ingen motstand mot glidning må være tilstede i bergmassen for å definere utglidningens sidegrenser (lateral limits). Alternativt kan utglidning oppstå dersom sideveggene ikke er tilstede i det hele tatt (den ustabile blokken er eksponert i dagen).

3.1.2 Kileutglidning

Ved kileutglidning krysser to sprekkeplan hverandre som treffer skrått mot skjæringsveggen og danner en kileformet blokk, som illustrert i Figur 3.2 (Wyllie og Mah 2004). For at utglidning skal oppstå, må de destabiliserende kreftene være større enn den samlede skjærmotstanden på de to sprekkeplanene. Kileutglidning kan også oppstå dersom skjæringslinjen mellom planene er mindre enn fallvinkelen til skjæringen (Domaas og Grimstad 2014). Wyllie og Mah (2004) påpeker at kileutglidning kan oppstå over et mye bredere spekter av geologiske og geometriske forhold enn plan utglidning. Videre er det beskrevet at fallvinkelen til kilens skjæringslinje må være større enn den gjennomsnittlige friksjonsvinkelen til de to glideplanene.



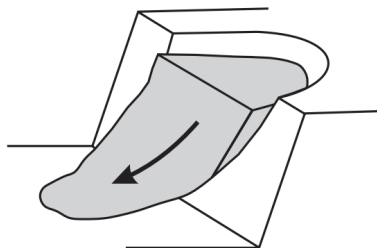
Figur 3.2: Illustrasjon av kileutglidning (Wyllie og Mah 2004).

Hoek (2006) beskriver noen kritiske parametere som gjelder for både plan utglidning og kileutglidning:

- Skjæringshøyde
- Vinkel og orientering
- Strøk- og fall av sprekkesett
- Grunnvannsfordeling i skjæringen
- Potensiell jordskjelvaktivitet og sprengingssekvenser
- Installasjon av sikring

3.1.3 Krum utglidning

Krum utglidning er uvanlig i bergmasse, men derimot vanlig i løsmasser. Det kan forekomme i sterkt oppsprukket berg eller hvor det er svake bergarter (Domaas og Grimstad 2014).

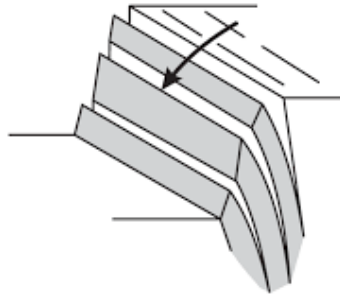


Figur 3.3: Illustrasjon av krum utglidning (Wyllie og Mah 2004).

Karakteristikkene ved sirkulær utglidning i berg er lik rotasjonsutglidning i jordarter, sett bort fra at bruddflaten i berg ofte danner en sirkel med stor radius, som vist i Figur 3.3. Utglidningsbevegelsen på toppen av skjæringen har en tendens til å være veldig bratt, mens bevegelse ved foten av skjæringen er subhorisontal (Norrish og Wyllie 1996).

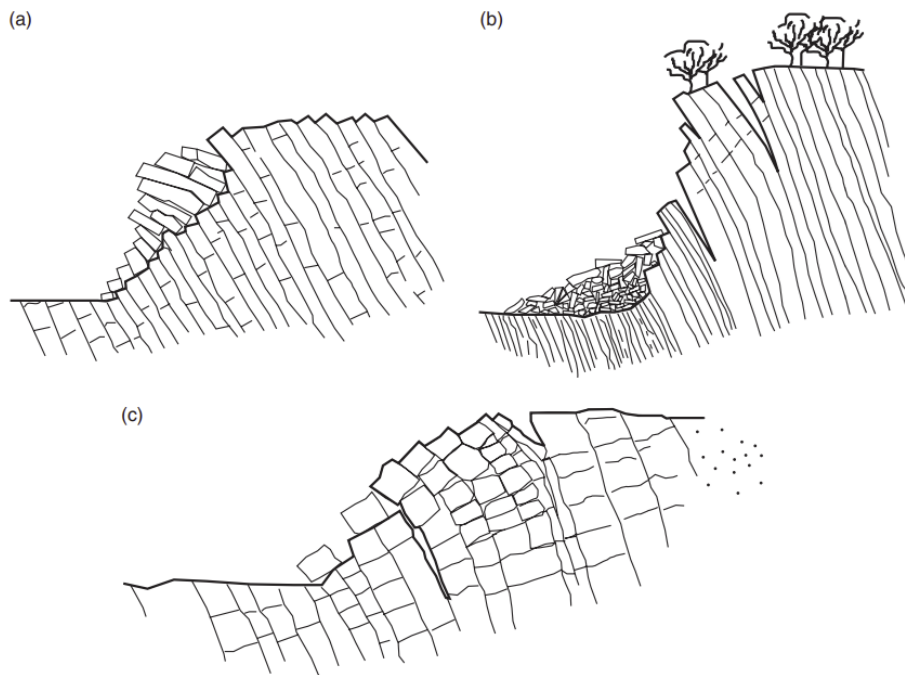
3.1.4 Utvelting

De tre utglidningsmekanismene som har blitt beskrevet hittil (plan utglidning, kileutglidning og krum utglidning) dreier seg om glidning av bergmasse langs en eksisterende eller indusert glideflate. Utvelting (på engelsk «toppling») skiller seg fra de nevnte utglidningsmekanismene, da det som navnet tilsier dreier seg om velting (Wyllie og Mah 2004). Utvelting kan oppstå i skjæringer med regelmessige brudd som treffer parallelt med skråningen og faller ned i grunnen (Wyllie 1980), som vist i Figur 3.4.



Figur 3.4: Illustrasjon av utvelting (Wyllie og Mah 2004).

Wyllie og Mah (2004) beskriver flere forskjellige utveltingstyper som kan oppstå i skjæringer. Tre av disse typene er vist i Figur 3.5; *blokk-utvelting*, *fleksurell-utvelting* og *blokk-fleksurell toppling*.

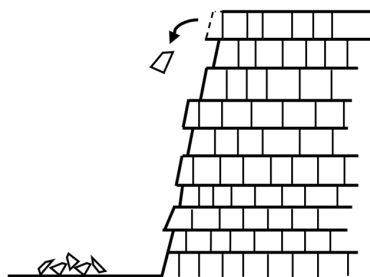


Figur 3.5: Illustrasjon av (a) blokk-utvelting, (b) fleksurell-utvelting og (c) blokk-fleksurell utvelting (Wyllie og Mah 2004).

For at utvelting skal inntreffe må fallretningen til diskontinuitetene som faller ned i overflaten være tilnærmet parallell med fallretningen til skjæringen (kan i teorien ikke avvike med mer enn ca. 10°). I tillegg må fallvinkelen til sprekkene være bratt nok til at blokkene innover i bergmassen velter (Wyllie og Mah 2004).

3.1.5 Steinsprang

Steinsprang er et vanlig problem i bergskjæringer og bratte fjellvegger. Det kalles steinsprang når én eller noen få enkeltblokker løsner og faller uavhengig av hverandre nedover (Domaas og Grimstad 2014), som illustrert i Figur 3.6. Forvitring og erosjon er generelt hovedårsaken til at steinsprang skjer (Nilsen og Palmström 2000). Også rot- og frostsprenging kan være årsaken til at blokker løsner (Nilsen 2016). Når bergskjæringer etableres i forbindelse med utbygging av veg kan sprengingen forårsake løse steiner som potensielt kan falle ned på vegen, som vist til høyre i Figur 3.6. Dette forhindres som regel med sikringstiltak som rensk og steinsprangnett.



(a) Illustrasjon av steinsprang. Figur inspirert av Nilsen og Palmström (2000).



(b) Steinsprang på veg i Geiranger (Sunnmørsposten 2019).

Figur 3.6: Steinsprang er et vanlig problem ved bergskjæring langs veg.

I følge Hoek (2006) er det flere kritiske parametere når steinsprang er et problem i bergskjæringer. Skjæringsgeometri, tilstedeværelse av løse steinblokker og restitusjonskoeffisient av bergarten som danner skjæringen. Samt tilstedeværelse av konstruksjoner som kan stoppe/ta imot løse steiner som faller, som hyller, grøft, steinsprangnett og lignende.

3.2 Faktorer som innvirker på stabiliteten

Det er flere viktige faktorer som innvirker på stabiliteten av bergskjæringer. Raghuvanshi (2019) peker på faktorer som geometriske forhold, skjæringshøyde, sprekkeorientering, grunnvannsforhold, svakhetsplanets friksjonsvinkel og seismisk påvirkning. Stabiliteten kan variere fra skjæring til skjæring, og ulike faktorer kan ha større betydning avhengig av situasjonen. Selv innenfor et begrenset område kan det være stor variasjon i stabiliteten (Isaksen 2022; Nilsen og Palmström 2000). I dette kapitlet blir viktige faktorer som påvirker stabiliteten i bergskjæringer gjennomgått.

3.2.1 Bergartsfordeling og materialtekniske egenskaper

Bergartsstyrken vil ha innvirkning på oppsprekkingsgraden, da det skal mer til for en sterk bergart å sprekke opp enn en svak. Materialtekniske egenskaper som brukes i design og beregninger for skjæringsstabilitet er primært skjærstyrken til diskontinuiteter, forvittringsgrad til berget der det er aktuelt, og i mindre grad trykkfastheten til intakt berg. Skjærstyrken til bergmassen kan enten bestemmes ved tilbakeanalyse av et skråningsbrudd, eller beregnes etter en empirisk metode som krever informasjon om bergart, styrke til intakt berg og grad av oppsprekking. Trykkfastheten til intakt berg kan måles på kjerneprøver i laboratoriet (Wyllie og Mah 2004), som ble beskrevet i Kapittel 2.1.1.

I visse tilfeller kan bergartsfordelingen ha direkte innvirkning på stabiliteten. Dette gjelder bergarter med løs kornbinding, for eksempel i forvitrede bergarter og unge sedimentære bergarter. Den løse kornbindingen kan føre til at bergmassen får stabilitetsegenskaper lik de man finner i løsmasser. Videre kan svake skiferlag som er orientert slik at de danner et potensielt utglidningsplan også utgjøre et direkte stabilitetsproblem (Isaksen 2022; Nilsen 2016).

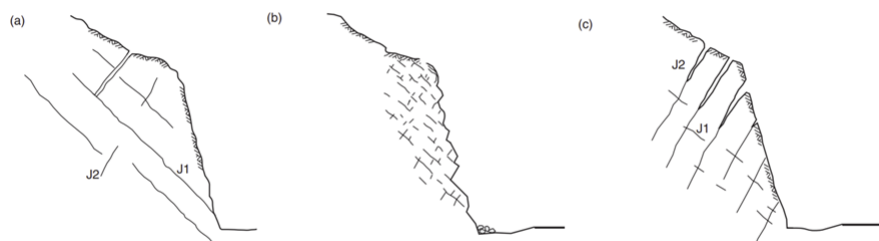
3.2.2 Bergartens oppsprekking

Palmstrøm og Stille (2010) beskriver bergartens oppsprekking som en kombinasjon av mønster, frekvens eller tetthet av sprekker og blokkstørrelse. Stabiliteten påvirkes i stor grad av orienteringen til sprekker (Wyllie og Mah 2004). Sprekkeorienteringen avgjør om utrasning er kinetisk mulig, og bestemmer også hvilken type utrasning som kan oppstå.

Sprekkeavstanden og sprekkenes utholdenhet er avgjørende for tettheten av mulige bruddflater, og dermed også hvor oppsprukket bergmassen er. Disse faktorene spiller en sentral rolle i vurderingen av stabiliteten i et gitt område (Isaksen 2022; Nilsen 2016).

Et eksempel fra Wyllie og Mah (2004) viser hvordan bergartens oppsprekking har betydning for stabiliteten, illustrasjon i Figur 3.7 med tilhørende forklaring listet opp;

- (a) Sprekkesett J1 har stor utholdenhet og faller ut mot skjæringsvegg, og danner potensielt plan utglidning.
- (b) Liten sprekkeavstand og lav utholdenhet, kan føre til steinsprang.
- (c) Sprekkesett J2 har stor utholdenhet, faller steilt vekk fra skjæringsvegg og danner potensielt utvelting av blokker (toppling).



Figur 3.7: Eksempel på hvordan bergartens oppsprekking har betydning for stabiliteten i bergskjæringer (Wyllie og Mah 2004).

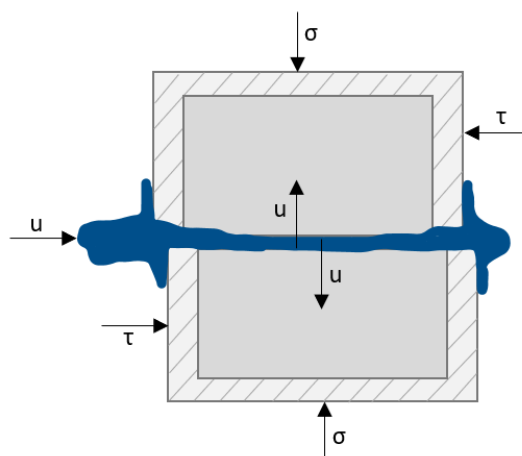
3.2.3 Svakhetssoner

Forkastninger og svakhetssoner kan ha en betydelig innvirkning på stabiliteten og driveprosessen av bergskjæringer, og krever derfor spesiell oppmerksomhet i planleggingsfasen (Nilsen og Palmström 2000). Forekomsten av større svakhetssoner med ugunstig orientering i bergskjæringer kan medføre lavere stabilitet og potensiell utglidning. Både retningen og friksjonsforholdene spiller en rolle for stabiliteten. Friksjonsforholdene er optimale når glideflatene er ru og ikke inneholder sleppemateriale. Sleppemateriale som er fuktig, danner en svært glatt glideflate, noe som resulterer i reduserte friksjonsforhold og øker sannsynligheten for utglidning. I tillegg kan svelleleire, som utvider seg ved tilførsel av vann, redusere friksjonen ytterligere (Isaksen 2022; Nilsen 2016).

3.2.4 Vannforhold

Den viktigste årsaken til at vannforhold i bergskjæringer kan minke stabiliteten er vanntrykk i sprekker. Andre vannforhold som kan føre til redusert stabilitet er fuktinnhold, frysing og erosjon. I tillegg kan grunnvann i bergskjæringer ha en negativ effekt på sprenningskostnader, og er nærmere beskrevet i punktliste under (Wyllie og Mah 2004):

- Vanntrykk reduserer stabiliteten i bergskjæringer ved at skjærstyrken på potensielle utglidningsflater blir redusert.
- Endringer i fuktinnhold kan føre til mer forvitring i noen bergarter (spesielt skifer), som minker skjærstyrken.
- Frysing av grunnvann i vannfylte sprekker kan føre til frostsprenging på grunn av temperaturavhengig volumutvidelse i isen. Også frysing av overflatevann i bergskjæringer kan blokkere dreneringsveier som resulterer i oppbygging av vanntrykk med påfølgende redusert stabilitet.
- Erosjon av forvitret berg på grunn av overflatevann, og erosjon av fyllingsmateriale i sprekker på grunn av grunnvann, kan resultere i lokal ustabilitet.
- Sprengingskostnader kan øke da det kan være utfordrende å drive sprengingsarbeid på områder som ligger under grunnvannsspeilet. Dette er både fordi vannresistente eksplosiver er dyrere enn de som ikke er vannresistente, men også fordi det kan være nødvendig å drenere vannet fra spengingsgropen dersom det er grunnvannstrømming (Wyllie og Mah 2004).



Figur 3.8: Skisse av hvordan vanntrykk virker på sprekker. Figur inspirert av Nilsen (2016).

Figur 3.8 viser hvordan vanntrykk virker på sprekker. Vanntrykket reduserer skjærstyrken (τ) i sprekkeene ved at vanntrykket (u) motvirker normalspenningen (σ_n). Dette kan beskrives med Mohr-Coulomb bruddkriterium i Formel 3.1 og 3.2, der skjærstyrken uttrykkes med og uten vanntrykk (Isaksen 2022; Nilsen 2016).

$$\text{Uten vann: } \tau = c + \sigma_n \cdot \tan\phi \quad (3.1)$$

$$\text{Med vann: } \tau = c + (\sigma_n - u) \cdot \tan\phi \quad (3.2)$$

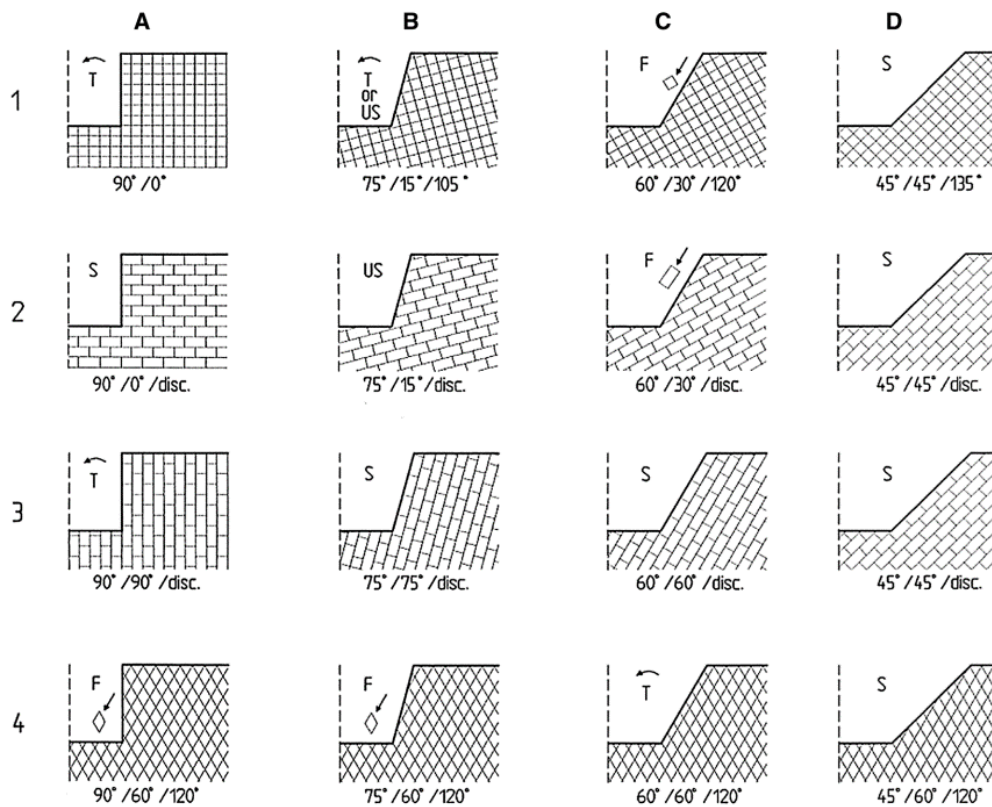
Generelt sett vil bergskjæringer langs veier og jernbaner være påvirket av sprenging og gjennomgå spenningsavlastning. Dette medfører en høyere hydraulisk ledningsevne sammenlignet med uforstyrret berg, noe som betyr at det er god drenering og en relativt flat gradient for grunnvannsspeilet. Imidlertid gjelder ikke dette nødvendigvis i perioder med kraftig nedbør eller betydelig snøsmelting, da infiltrasjonen kan overstige bergmassens evne til å drenere vannet. I tillegg, hvis vannet fryser på bergoverflaten og hindrer drenering, kan grunnvannsnivået stige og vanntrykket i sprekkeene øke. Derfor bør bergskjæringen designes med tanke på slike «ekstreme tilfeller». Det er viktig å undersøke grunnvannsnivået tidlig i planleggingsfasen av bergskjæringer. Det kan imidlertid være utfordrende å gi sikre vurderinger av grunnvannsforholdene basert på feltkartlegging alene. Piezometer kan benyttes for måling av grunnvannsnivå og variasjon i grunnvannsspeilet (Isaksen 2022; Wyllie og Mah 2004).

3.2.5 Spenningsforhold

I de fleste bergskjæringer er spenningene i berget mye mindre enn bergmassestyrken, og det vil dermed være liten fare for oppsprekking av intakt berg. Under prosjektering vil det først og fremst fokuseres på stabiliteten av bergblokker dannet av sprekker, og ikke bergtrykk (Wyllie og Mah 2004).

3.2.6 Geometrisk utforming

Utformingen av bergskjæringen vil påvirke hvordan skjæringsveggen samhandler med sprekkeorienteringen, som vist i Figur 3.9. Det finnes flere kombinasjoner av skjæringsvinkler og sprekkeorienteringer som antas å være stabile, mens mange av kombinasjonene vil enten være ustabile, føre til utvelting eller utglidning (Bar og Barton 2017; Isaksen 2022). I følge Chaulya og Prasad (2016) er pallhøyde, total helningsvinkel og overflateareal de viktigste geometriske parameterne for skjæringsdesign.



Figur 3.9: Geometriske forhold og sprekkeorienteringer. S = stabil , US = ustabil, T = utvelting (toppling) og F = utglidning (Bar og Barton 2017).

3.2.7 Rystelser og vibrasjoner

Vibrasjoner i grunnen kan være forårsaket av naturlige fenomen som jordskjelv, eller av byggeaktivitet som sprenging og boring. Nilsen og Palmström (2000) påpeker at når en risikovurdering skal tas, må seismologiske og geotekniske faktorer tas i betraktning. Viktig seismologisk informasjon inkluderer:

- Historisk data på forekomst og intervaller av jordskjelv, størrelse og tilhørende parametere.
- Tilstedeværelse av forkastninger.
- Historiske bevis på glidning av forkastninger og størrelsen på faktiske forskyvninger, og gjentakelsesintervaller.

Viktig geoteknisk informasjon inkluderer:

- Stratigrafisk utsnitt og egenskaper for de ulike lagene.
- Plassering av grunnvannsspeilet.
- Geofysiske data, spesielt seismisk skjærbølgehastighet.

Utsprengte bergskjæringer vil naturligvis være påvirket av rystelser fra sprengingsarbeidet. Størrelsen på vibrasjonene forårsaket av sprenging er avhengig av bergmassens karakter og geometri. For harde, massive bergarter vil vibrasjonene generelt være mye større enn for svake bergarter, da harde bergarter naturligvis er vanskeligere å bryte (Nilsen og Palmström 2000). Rystelsene kan redusere skjæringsstabiliteten, ved dannelse av sekundære sprekker og løsristing av bergmassen langs eksisterende sprekker (Nilsen 2016).

3.3 Sikringsmetoder og stabilitetsforbedrende tiltak

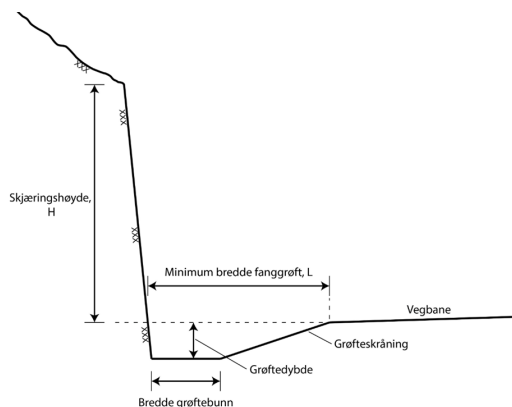
Når sikringsmetoder og stabilitetsforbedrende tiltak skal velges, må først og fremst stabilitetsvurderinger tas. Avhengig av hvilken type stabilitetsproblem som inntreffer, er det ulike sikringsmetoder som kan benyttes. De som er mest aktuell for stabilitetssikring av bergskjæringer er presentert i dette kapitlet.

3.3.1 Rensk

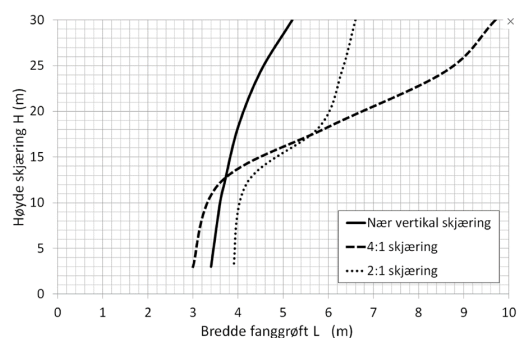
God rensk etter sprenging gir økt sikkerhet under sikringsarbeidet og reduserer risiko for nedfall og behov for fysiske sikringsmidler, som bolter og nett. Dermed er rensk en viktig del av de stabilitetsforbedrende tiltakene som gjøres ved etablering av skjæringer, samt ved vedlikehold i driftsfasen. Rensk kan foregå på ulike måter: håndrensk med spett, spylerensk og mekanisk rensk. Mekanisk rensk kan gjøres med gravemaskin som har påmontert hydraulisk pigghammer, bergfres etc. (NFF 2020; Statens Vegvesen 2023).

3.3.2 Grøft

I henhold til Statens Vegvesen (2022) Håndbok N200 er det krav om fanggrøft ved dimensjonering av bergskjæringer, som vist med prinsippskisse i Figur 3.10a. Bredden på fanggrøften bestemmes av skjæringshøyde og skjæringshelning. Krav til minimumsbredde er vist i Figur 3.10b. Fanggrøfter ved foten av skjæringer er ofte et kostnadseffektiv sikringstiltak mot steinsprang (Wyllie 2018). Målet med fanggrøften er å ha tilstrekkelig bredde for å fange opp nedfall fra bergskjæringen og forhindre at det faller ned på veibanen. Nedfallet kan omfatte stein, is og annet materiale som potensielt kan falle ned fra toppen av skjæringen (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2022; Statens Vegvesen 2023).



(a) Prinsippskisse for utforming av fanggrøft i bergskjæringer.



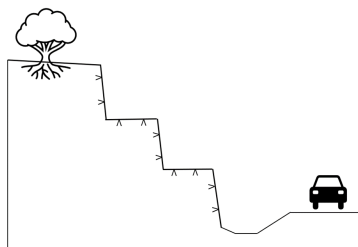
(b) Minimumsbredde på fanggrøft for steinedfall (L).

Figur 3.10: Bergskjæringer skal utformes med fanggrøft i henhold til krav i N200. Figurer hentet fra Statens Vegvesen (2022).

Det er viktig å nevne at hvis det er mye nedfall, må fanggrøften tømmes for nedfallsmateriale så snart den er fylt opp. En fanggrøft mister sin funksjon hvis den er full, og nytt nedfall kan ende opp på veibanen. Derfor er det nødvendig å jevnlig inspisere grøften (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2023).

3.3.3 Endring i skjæringsgeometri

Endringer i skjæringsgeometrien kan være et effektivt tiltak for å øke stabiliteten i bergskjæringer. Dette kan gjøres ved å redusere skjæringsvinkelen eller skjæringshøyden, også kjent som utflating og avlastning. Det er imidlertid viktig å tilpasse helning og utforming til terreng og geologi (Statens Vegvesen 2022). Ved å redusere enten skjæringsvinkelen eller høyden på bergskjæringen, vil gravitasjonskreftene reduseres når vekten blir fjernet. Dette fører til en reduksjon i de drivende kreftene for utglidning. Samtidig vil normalkraften også reduseres, og dermed også friksjonen langs glideflaten. Et tiltak som ofte brukes for å håndtere høye bergskjæringer er etablering av hyller, som vist i Figur 3.11. Skjæringshyller bidrar til å forbedre totalstabiliteten ved å redusere den overordnede skråningsvinkelen, samtidig som de forbedrer lokalstabiliteten ved å fungere som et oppsamlingsområde for eventuell nedfall ovenfra. Dette reduserer også behovet for omfattende sikringstiltak (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2023).

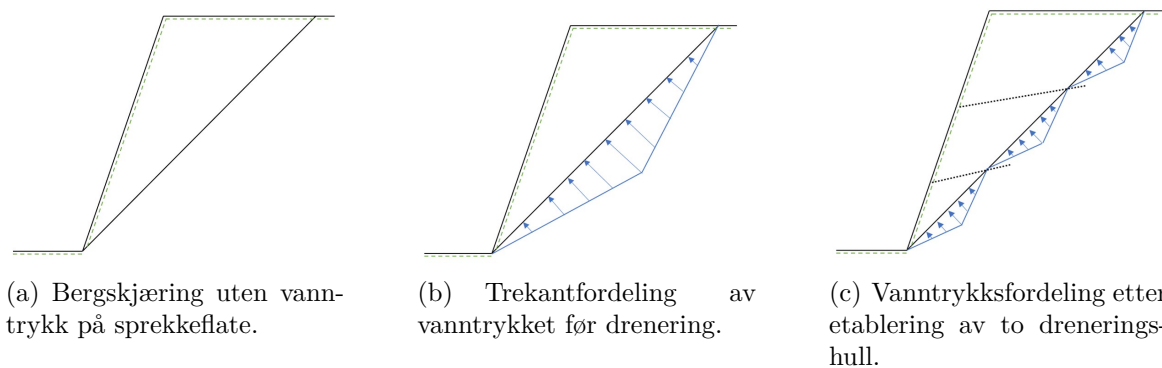


Figur 3.11: Illustrasjon av pallhyller i bergskjæringer for å redusere skjæringshøyde, og dermed øke stabiliteten.

Oppdeling i paller er spesielt gunstig når det er potensielle plan- og kileutglidninger på grunn av sprekkeplan. Denne metoden bidrar også til å redusere borelengde og boreavvik. Imidlertid krever etablering av skjæringshyller og oppdeling i paller mer areal, noe som ikke alltid er en mulighet. I sum må man tilpasse valg av tiltak etter de spesifikke forholdene på stedet, og en helhetlig vurdering må gjøres for å finne den beste løsningen for å sikre stabiliteten i bergskjæringer (Nilsen 2016; Statens Vegvesen 2023).

3.3.4 Drenering

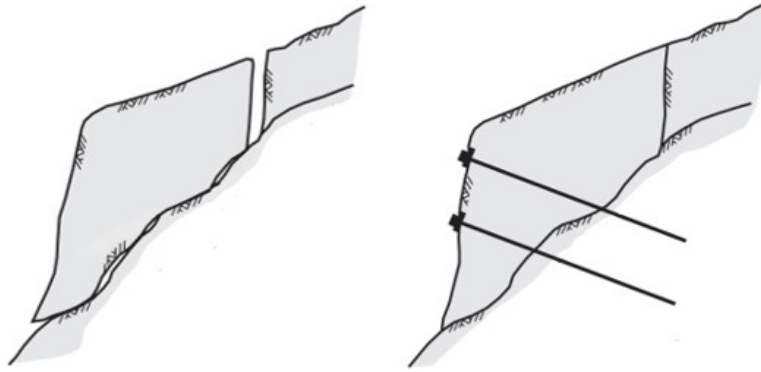
Kapittel 3.2.4 forklarer hvordan vanntrykk i sprekker kan påvirke skjærstyrken og stabiliteten til bergskjæringer. Ved å redusere vanntrykket gjennom drenering av vann i sprekker, kan man stabilisere bergskjæringen på en effektiv og kostnadseffektiv måte. Dette skyldes at reduksjonen i vanntrykket fører til økt normalspenning på glideplanet, som resulterer i en økning av de stabiliserende kreftene. Vanlig praksis ved drenering er å bore horisontale dreneringshull gjennom det potensielle glideplanet. Figur 3.12 viser hvordan vanntrykksfordelingen endres når dreneringshullene blir etablert (Isaksen 2022; Nilsen 2016).



Figur 3.12: Illustrasjon av effekten på vanntrykksfordelingen ved etablering av dreneringshull. Figur inspirert av Austad (2022).

3.3.5 Bolter

Bergblokker som ikke lar seg renske ned, sikres som oftest med bergbolter. Bolter kan benyttes i kombinasjon med andre sikringsmidler som nett, sprøytebetong og bergbånd (Statens Vegvesen 2023). Bolter er den mest brukte metoden til sikring ved de fleste bergforhold. Det fins en rekke typer bolter og flere teknikker for installering av bolter. Som regel er bolter enkle å installere og de kan ta opp relativt høye laster (NFF 2020). Uansett hvilke bolter eller installasjonsteknikk som blir benyttet har alle til felles at de minimerer utfall av blokker som kan skje som følge av sprenging, og modifierer normal- og skjærkreftene som virker på svakhetsplanet (Wyllie og Mah 2004). Figur 3.13 viser hvordan ustabile blokker kan sikres med bolter.



Figur 3.13: Illustrasjon av hvordan utstabile blokker kan sikres med bolter (Wyllie og Mah 2004).

I følge Statens Vegvesen (2023) er bolter en enkel og relativt kostnadseffektiv metode for bergsikring. Når det gjelder områder som er utenfor rekkevidde ved bruk av kran, utføres bolting vanligvis av personell i klatretau. Dette kan være en tidkrevende prosess. Spesielt boring for lengre bolter over 6 meter kan ta tid, da det krever større hull på grunn av bruk av skjøtehylser på borstengene. Hvilke typer bolter og hvor mye sikring som trengs varierer utfra bruksområder og sikringsnivå. Bergsikringen dimensjoneres på grunnlag av ingeniørgeologiske forhold. Vurderingen gjøres ved observasjon av bergforholdene, herunder ingeniørgeologisk kartlegging og bergmasseklassifisering, og eventuelle beregninger. Etter vurderingen velges riktig boltetype, boltelengder, antall og plassering av boltene (NFF 2020).

Endeforankrede bolter brukes i situasjoner der det er behov for øyeblikkelig sikring eller for å øke innspenningen av berget. Boltetypens særpreg er at de er aktive bolter, der forspenningen fører til økt friksjon på sprekke i berget og gir en høyere fasthet. Det finnes ulike typer endeforankrede bolter, avhengig av forankringsmetoden. De vanligste typene er bolter forankret med ekspansjonshylse, polyesterforankrede bolter og bolter endeforankret med mørtel. **Fullt innstøpte bolter** kan brukes i de aller fleste bergarter og bergforhold, og særlig til ettersikring og systematisk bolting, da de bidrar til å sikre stabiliteten i berget. Det finnes forskjellige typer fullt innstøpte bolter, hvorav de to hovedtypene er mørtelinnstøpte kamstålbolter og polyesterinnstøpte bolter. Fullt innstøpte bolter fungerer som et passivt sikringssystem, som vil si at boltene først har funksjon når bergmassen deformeres og forårsaker tøyninger i boltene (NFF 2020).

Kombinasjonsbolter er en allsidig type bolt som kan brukes både til øyeblikkelig sikring og permanent sikring. Disse boltene kan endeforankret og ettergyses. Hensikten med kombinasjonsbolter er å kunne bruke samme boltetype i ulike sikringsfaser. Kombinasjonsbolter kan brukes i de fleste bergforhold, men de er ikke egnet for områder med stor deformasjon i berget. Når kombinasjonsbolten blir forspent og ettergyst, blir den svært stiv. Ved store deformasjoner konsentreres derfor spenningene mer, som kan føre til brudd i bolten. En av fordelene med kombinasjonsbolter er at de kan ettergyses med mørtel. Mørtelen gir ikke bare økt styrke og stabilitet, men også økt korrosjonsvern. Derfor er kombinasjonsbolter mye brukt i svært korrosive miljøer, for eksempel i undersjøiske tunneler. Hovedtyper av kombinasjonsbolter; rørbolt, endeforankret og ettergyst bolt, CT-bolt, NC-bolt og fin-bolt (NFF 2020).

3.3.6 Kabler og stag

Kabler og stag er lange bolter som vanligvis er over 6 meter lange. De er konstruert av en eller flere vaiere/lisser, eller av høyfast stangstål (NFF 2020). Statens Vegvesen (2023) presenterer tre hovedtyper av kabler og stag: borstangbolter, stangstag og kabelstag/lissestag. Borstangbolter er spesielt egnet for bruk i tett oppsprukket og dårlig berg, der det er fare for at borehullet kan rase sammen ved konvensjonell bolting. Stangstag er laget av høyfast stål og brukes i høye bergskjæringer og i store, ustabile områder. Kabelstag/lissestag består av en eller flere vaiere eller lisser. Kablene eller lissene festes til bergmassen ved hjelp av ankere og gir en solid struktur som bidrar til å forhindre nedfall og opprettholde stabilitet.

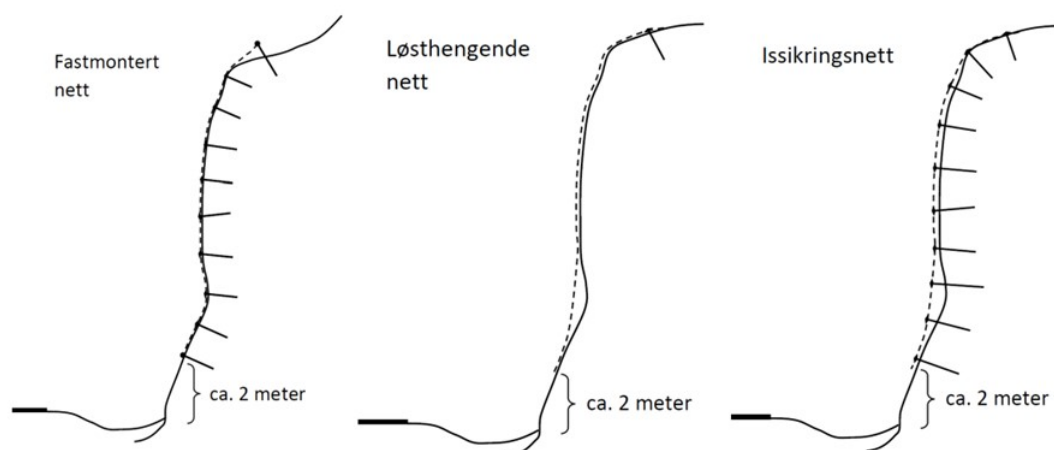
3.3.7 Sikringsnett

Sikringsnett kan benyttes i tilfeller der bergmassen er tett oppsprukket og i områder med stor fare for nedfall av løse steiner og blokker. Nettet brukes ofte i kombinasjon med bolter for å oppnå optimal sikring. Topografi, skjæringshøyde, oppsprekking- og forvitningsgrad av berget samt helningsgrad/form på underlaget bestemmer hvilket type nett, nødvendig areal og hvordan nettet skal være festet. Det vanligste er å feste nettet til bergmassen med systematisk bolting (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2023; Wyllie og Mah 2004).

Det finnes ulike typer nett med ulik kvalitet, maskestørrelse, styrke, stålqualität og korrosjonsbeskyttelse, som eksempelvis steinsprangnett, variernett, flettverksnett og vaierforsterket nett (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2023).

Steinsprangnett er en effektiv sikringsmetode som brukes for å beskytte mot nedfall av stein og blokker som er mindre enn en halv meter i størrelse. Det er også egnet for å sikre mot nedfall av is om vinteren. Steinsprangnett kan enten være fastmontert med systematisk bolting eller løsthengende, som vist i Figur 3.14. Når nettet er fastmontert, brukes systematisk bolting for å feste nettet til berget. Dette sikrer en solid forankring og gir en pålitelig beskyttelse mot steinsprang. Fastmonterte nett er spesielt egnet når man ønsker å sikre et område permanent og kontinuerlig (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2023; Wyllie og Mah 2004).

Løsthengende nett, derimot, monteres kun i toppen og henger fritt nedover. Dette kan være hensiktsmessig hvis man ønsker å avlede nedfallet fra å treffe veien. Nettet fungerer som en slags barriere, slik at steinene heller faller ned langs nettet og treffer grøften. En fordel med løsthengende nett er at det er lettere å rense grøften for stein når den blir fylt opp, i motsetning til å rense nettet direkte. Det er viktig å vurdere størrelsen på steinene som kan falle ned, samt vurdere de spesifikke sikringsbehovene, når man velger sikringsnett. Nettene bør være dimensjonert og installert i henhold til lokale bergforhold og sikringskrav (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2023).



Figur 3.14: Sikringsnett (Statens Vegvesen 2023).

3.3.8 Bergbånd

Bruk av bergbånd muliggjør reduksjon av antall bolter samtidig som boltene effektivitet forbedres ved at de virker sammen. Ustabile blokker sikres ved å stramme bergbåndet over og feste det til solid sideberg, som illustrert i Figur 3.15. Bergbånd kan fungere som både midlertidig arbeidssikring og permanent sikring. Som midlertidig arbeidssikring er det en fordelaktig metode for å sikre enkeltblokker som er ustabile og hvor det er risikabelt å bore (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2023). NFF (2020) anbefaler bergbånd (i kombinasjon med andre sikringstyper) i moderat oppsprukket berg, lagdelt/skifrig berg, tett oppsprukket berg og i slepper og svakhetssoner.



Figur 3.15: Illustrasjon av hvordan bergbånd kan benyttes som sikringsmiddel (Statens Vegvesen 2023)

3.3.9 Sprøytebetong

Sprøytebetong er en effektiv sikringsmetode som har blitt mye brukt, spesielt i vegtunneler. Sprøytebetong kan også benyttes i bergskjæringer der bergmassen er tett oppsprukket og forvitret. Kostnad og estetikk begrenser ofte bruken av sprøytebetong til et minimum i bergskjæringer. I tillegg er det høyt klimautslipp ved produksjon av sement som brukes i sprøytebetong. Det er derfor vanlig å kun benytte sprøytebetong i dypforvitrede områder, svakhetssoner og der andre sikringsmetoder vil være uegnet. Sprøytebetong kan i tillegg hindre videre forvitring og erosjon i svake områder i bergmassen. Der det er høy trafikk og lite sideareal for å ta imot nedfall, som gjør vedlikehold utfordrende, er også sprøytebetong et godt egnet sikringsmiddel (Statens Vegvesen 2023). Figur 3.16 viser en svakhetszone gjennom en bergskjæring som har blitt sikret med sprøytebetong.



Figur 3.16: Sprøytebetong som sikringstiltak av en svakhetszone gjennom en bergskjæring (Statens Vegvesen 2023).

Statens Vegvesen (2023) påpeker at betongen har holdt i 25 år og har stanset erosjon og utvasking langs svakhetssonen på en effektiv måte, som indikerer at sprøytebetong kan være en langvarig og pålitelig sikringsmetode når det brukes på riktig måte (Isaksen 2022). Sprøytebetong kan anvendes i kombinasjon med bolter, spesielt i tilfeller der bergskjæringen består av forvitret leir- eller siltholdig berg som har dårlig heft til betongen. Det kan også være aktuelt der bergmassen har stor fare for nedfall, noe som kan medføre tap av feste for lange nettbolter (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2023).

4 Metoder for stabilitetsvurdering

I dette kapitlet blir utvalgte metoder for stabilitetsvurderinger gjennomgått. Herunder stereografisk projeksjon og kinematisk analyse, Q-slope metoden, statisk likevektsberegning med partialfaktormetoden og numerisk modellering i RS2 fra Rocscience Inc. Metodene som er presentert brukes videre i analysekapitlet (Kapittel 8).

4.1 Stereografisk projeksjon og kinematisk analyse

Stereografisk projeksjon gjør det mulig å presentere og analysere tre-dimensjonell orienteringsdata i to dimensjoner. Linjer og punkter kan representere plan, og punkter kan representere linjer. En viktig begrensning ved stereografisk projeksjon er at det kun tar hensyn til vinkelen mellom linjer og plan, og ikke den fysiske posisjonen eller størrelsen til planene (Wyllie 2018).

Ved kinematisk analyse blir utglidningsmekanismer i bergmassen studert, uten at det blir tatt hensyn til kreftene som forårsaker utglidningen. Analysen gjør det mulig å bestemme hvilke typer utglidningsmekanismer som er kinematisk mulig i bergskjæringen. Kinematisk analyse er basert på stereografisk projeksjon ved å benytte målinger av fall- og fallretningen til sprekkeplanene fra feltkartlegging, samt orienteringen til bergskjæringen. Friksjonsvinkel spiller også en viktig rolle i kinematisk analyse (Rusydny mfl. 2019). Analysen kan utføres i ulike programvarer, som Dips fra Rocscience Inc. Analysen kan brukes i designfasen til å identifisere potensielle ustabile blokker, men en mer detaljert stabilitetsanalyse må påfølge (Wyllie 2018).

4.2 Q-slope

Q-slope er en empirisk metode for å vurdere stabiliteten til en bergskjæring, ute i felt. Metoden er ment for å kunne gjøre potensielle justeringer av skråningsvinkler når bergmasseforholdene blir tydelige under byggingen. Metoden er basert på det ordinære Q-systemet, som har blitt mye brukt til å klassifisere bergmasse i tunneler under driving, de siste 40 årene. Q-slope ble utviklet som et supplement til Q-systemet til for å klassifisere bergskjæring (Bar og Barton 2017). Formel 4.1 viser beregning av Q-slope verdien, som

er gjenkjennelig fra formelen for å regne ut Q-verdi med det tradisjonelle Q-systemet. De første fire parameterne i Formel 4.1 er lik som i Q-systemet. Imidlertid brukes en ny metode for å påføre J_r/J_a -ratio på begge sider av potensielle kiler. I tillegg legges det på en O-faktor på hver side. J_{wice} tar hensyn til langvarig eksponering for ulike klimatiske og miljømessige forhold som intens nedbør, tørke og isdannelse. Det har også blitt innarbeidet en SRF-kategori for overflateforholdene til skjæringer, spenning-styrke forhold og store diskontinuiteter. Q-slope kan bidra til å redusere behovet for vedlikehold (Bar og Barton 2017).

$$Q_{slope} = \frac{RQD}{J_n} \cdot \left(\frac{J_r}{J_a} \right)_0 \cdot \frac{J_{wice}}{SRF_{slope}} \quad (4.1)$$

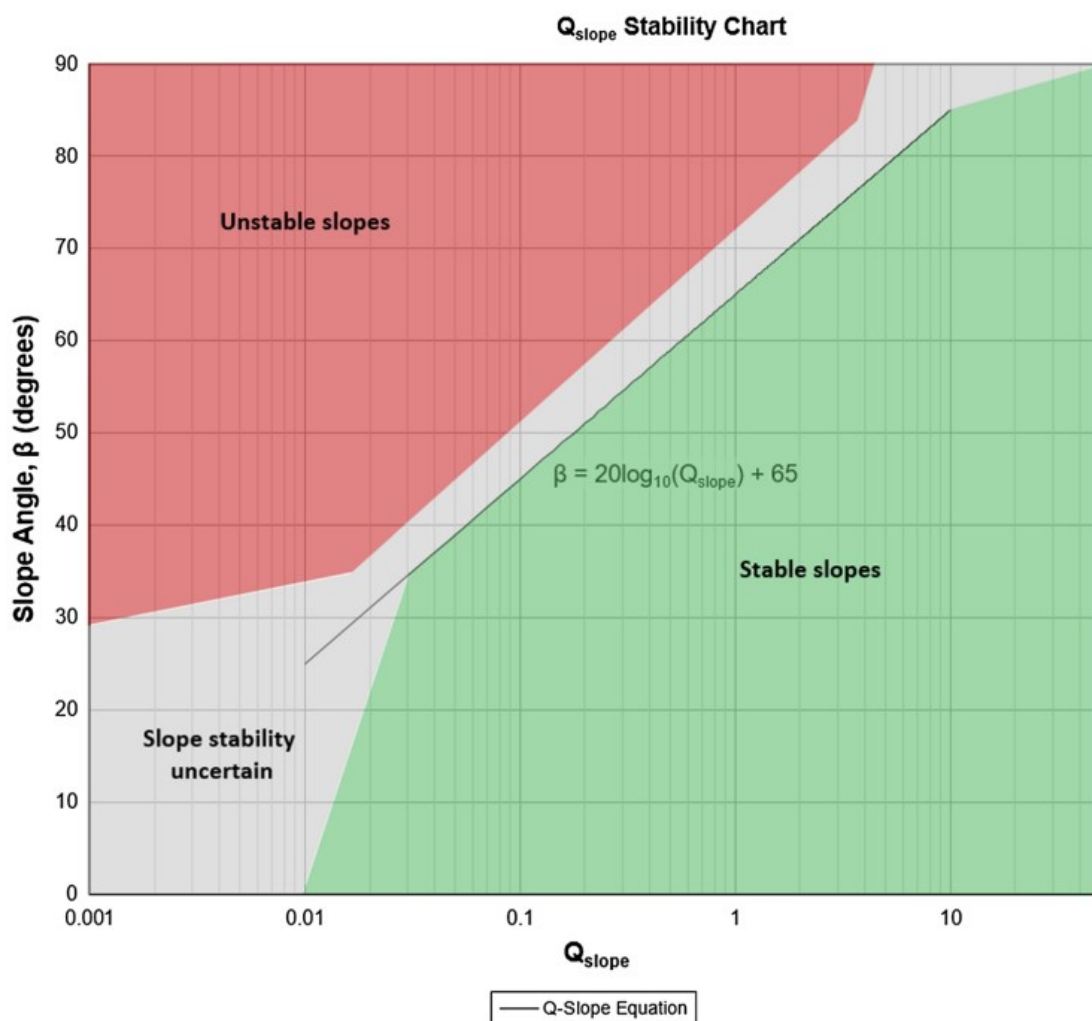
hvor,

| | |
|---------------|---|
| RQD | Rock quality designation |
| J_n | Joint sets number |
| J_r | Joint roughness number |
| J_a | Joint alteration number |
| J_{wice} | Environmental and geological condition number |
| SRF_{slope} | Three strength reduction factors a, b and c |
| SRF_a | Physical condition number |
| SRF_b | Stress and strength number |
| SRF_c | Major discontinuity number |
| O-faktor | Orientation factor for the ratio J_r/J_a |

Gjennom case-studier i Asia, Australia, Sentral-Amerika og Europa er det utviklet en enkel korrelasjon mellom Q-Slope og langtidsstabile skjæringer. Dette har ført til et stabilitetsdiagram, vist i Figur 4.1. Formel 4.2 for vinkel β beskriver den største vinklen skjæringen kan ha for å være stabil uten sikring. Case-studiet ble utført på flere forskjellige skjæringer i ulike bergarter med ulik bergmassekvalitet og høyde. Skjæringer høyere enn 50 meter som ble vurdert hadde nærmest uniform bergmassekvalitet uten endringer i litologi, noe som er uvanlig for de fleste skjæringer. For å kunne bruke Q-slope på større skjæringshøyder, må man i tilstrekkelig grad vurdere hvorvidt de litologiske forholdene og

bergmassekvalitetene er uniform på tvers av skjæringens høyde. Q-slope er kanskje ikke aktuelt dersom skjæringen er en kombinasjon av soner med dårlig bergmassekvalitet blandet med soner med god kvalitet. I disse tilfellene, og generelt for skjæringer som er høyere enn for eksempel 50 meter (som krever sprenging i sekvenser og etablering av hyller), er det anbefalt mer sofistikerte og strengere analyser (Bar og Barton 2017).

$$\beta = 20 \log_{10} Q_{slope} + 65^\circ \quad (4.2)$$



Figur 4.1: (Bar og Barton 2017)

Tabell 4.1 viser en oppsummering av Q-slope parametere og verdier fra best til verst. Fullstendige tabeller som benyttes ved vurdering av Q-slope fra Bar og Barton (2017) er i Vedlegg D.

Tabell 4.1: Oppsummering av Q-slope parametere i henhold til tabeller fra Bar og Barton (2017).

| Q-slope parameter | Intervall av verdier | |
|-------------------|----------------------|--------------|
| | <i>Best</i> | <i>Verst</i> |
| RQD | 100 | 0 |
| J_n | 0.5 | 20 |
| J_a | 0.75 | 20 |
| J_r | 4 | 0.5 |
| O-faktor | 2 | 0.25 |
| J_{wice} | 0.05 | 1 |
| SRF_a | 2.5 | 20 |
| SRF_b | 1 | 20 |
| SRF_c | 1 | 24 |

Tabell D.1, D.2, D.4 og D.3 i Vedlegg D viser rangeringen av henholdsvis RQD , J_n , J_a og J_r , og er som beskrevet tidligere lik som i Q-systemet. Tabell D.5 i Vedlegg D viser sprekkeorienteringsfaktoren (O-faktor), som sørger for justering etter orienteringen av diskontinuiteter i skjæringen. Set A blir påført det sprekkesettet som er mest ugunstig for skjæringsstabiliteten, og om nødvendig blir set B påført et annet sprekkesett hvis utglidningsmekanismen kan være kileutglidning.

J_{wice} er endret fra det tradisjonelle Q-systemets J_w , tilpasset skjæringer. Denne er utarbeidet på bakgrunn at skjæringer er ute i dagen og dermed utsatt for klimatiske forhold over lang tid. Tabell D.6 i Vedlegg D beskriver rangeringen av J_{wice} .

SRF_{slope} vurderes ved tre forskjellige forhold (a, b og c) som er beskrevet henholdsvis i Tabell D.7, D.8 og D.9 i Vedlegg D. Etter alle tre parameterne er vurdert blir den mest ugunstige (den høyeste verdien av SRF_a , SRF_b og SRF_c) brukt i Formel 4.1 for å bestemme verdien for Q-slope.

4.3 Likevektsberegning med partialfaktormetoden

Analyse av skjæringsstabilitet ved hjelp av likevektsberegninger er den mest vanlige metoden som brukes. Denne metoden innebærer beregning av de stabiliserende og drivende kreftene som påvirker skjæringen. I følge den gjeldende europeiske standarden for prosjektering, Eurokode 7, skal stabilitetsanalyse basert på likevektsberegninger utføres ved hjelp av partialfaktormetoden (Statens Vegvesen 2023). Fordelene med å bruke likevektsberegninger er at metoden er enkel og oversiktlig, samtidig som den gir mulighet for rask vurdering av hvordan variasjoner i ulike parametere vil påvirke stabiliteten. En ulempe med metoden er at den antar at utglidning skjer langs plane flater og at materialegenskapene er like over hele skråningen. I tillegg er analysen todimensjonal, noe som betyr at innflytelsen av eventuelle kurvaturer i skråningen blir ignorert (Isaksen 2022; Nilsen 2016).

Partialfaktormetoden innebærer en vurdering av de drivende og stabiliserende kreftene i forhold til hverandre, basert på dimensjonerende verdier. Formel 4.3 viser beregning av dimensjonerende stabiliserende krefter (R_d), og Formel 4.4 viser beregning av dimensjonerende drivende krefter (F_d), i henhold til Statens Vegvesen (2023).

$$R_d = \frac{R_c}{\gamma_m} \quad (4.3) \qquad F_d = F_c \cdot \gamma_f \quad (4.4)$$

hvor,

R_c karakteristisk last

γ_m materialfaktor

F_c karakteristisk last

γ_f lastfaktor

En stabil konstruksjon, i følge partialfaktormetoden, oppnås når summen av de dimensjonerende stabiliserende kreftene, R_d , er større enn de dimensjonerende drivende kreftene, F_d (Formel 4.5). Sikkerhetsfaktoren med partialfaktorer beregnes etter Formel 4.6, og må være større enn 1 for at konstruksjonen skal anses som stabil (Statens Vegvesen 2023).

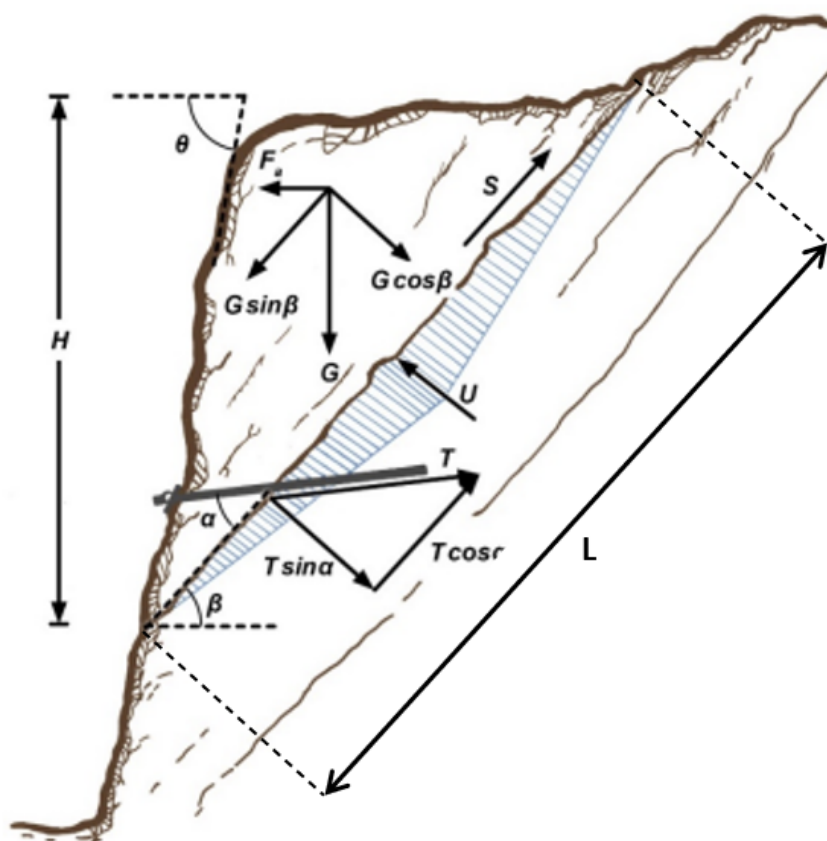
$$\sum R_d > \sum F_d \quad (4.5) \qquad SF = \frac{\sum R_d}{\sum F_d} \quad (4.6)$$

Figur 4.2 viser opptredende krefter for skjæring brukt i likevektsberegning, og Tabell 4.2 beskriver symbolene i figuren. For en bergskjæring lik som Figur 4.2 er summen av de dimensjonerende stabiliserende kreftene vist i Formel 4.7, og summen av de dimensjonerende drivende kreftene vist i Formel 4.8 (Statens Vegvesen 2023).

$$\sum R_d = (G_n - U_n - F_n + T_n) \cdot \tan \varphi_d \quad (4.7)$$

$$\sum F_d = G_s + F_s - T_s \quad (4.8)$$

Videre i underkapitler vil hver komponent bli beskrevet i henhold til Statens Vegvesen (2023), NBG (2011), Standard Norge (2014a) og Standard Norge (2014b).



Figur 4.2: Opptredende krefter for skjæring brukt i partialfaktormetoden. Figur modifisert etter Statens Vegvesen (2023). Se Tabell 4.2 for symbolforklaring.

Tabell 4.2: Symbolforklaring til Figur 4.2, med henvisning til bestemmelse av parametere (Statens Vegvesen 2023).

| Parameter | Beskrivelse | Bestemmes ved |
|-----------|---|-----------------|
| H | Skråningshøyde [m] | Se Figur 4.2 |
| L | Lengde av svakhetsplan [m] | Se Figur 4.2 |
| θ | Skjæringsflatens fallvinkel [$^\circ$] | Se Figur 4.2 |
| β | Svakhetsplanets fallvinkel [$^\circ$] | Se Figur 4.2 |
| ρ_r | Bergartens tyngdetetthet [kN/m^3] | Laborrietesting |
| ρ_v | Vannets tyngdetetthet [kN/m^3] | 10 kN/m^3 * |
| G | Tyngden av potensiell rasmasse [kN/m] | Kapittel 4.3.1 |
| U | Sprekkevannstrykk | Kapittel 4.3.3 |
| S | Svakhetsplanets skjærstyrke | Kapittel 4.3.2 |
| T | Boltekraft | Kapittel 4.3.5 |
| α | Vinkel mellom bolt og svakhetspl. | Se Figur 4.2 |
| F_a | Jordskjelvkraft | Kapittel 4.3.4 |

*Hentet fra Hofstad (2021)

4.3.1 Blokkens masse

Blokkens masse bidrar til de drivende kreftene ved å skyve blokken nedover ($G \sin \beta$) og samtidig bidra til de stabiliserende kreftene ved å øke normalspenningen på sprekkeplanet ($G \cos \beta$). I praksis kan det være utfordrende å anslå eksakt volum til et ustabil partiet. Derfor er det viktig å vurdere og undersøke hvordan endringer på volumet slår ut på beregningene. Partialfaktorene skal ta hensyn til små variasjoner i geometrien, som en sikkerhetsmargin (Statens Vegvesen 2023).

Blokkens masse, dersom det ustabile partiet har geometri lik Figur 4.2, kan beregnes med Formel 4.9.

$$G = \rho_b \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \left(\frac{1}{\tan \beta} - \frac{1}{\tan \theta} \right) \quad (4.9)$$

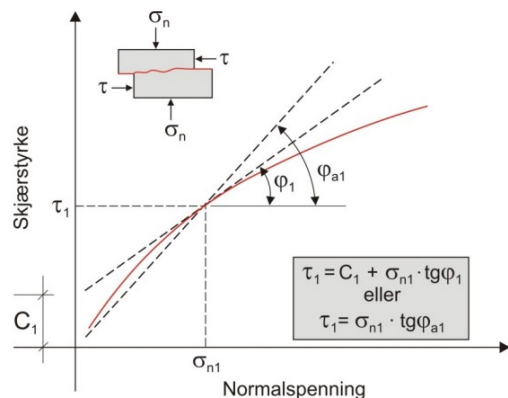
Blokkens kraft i retning av skjærplanet kan videre beregnes ved Formel 4.10 og blokkens kraft som bidrag til normalspenningen på sprekken beregnes ved Formel 4.11.

$$G_s = G \sin \beta \quad (4.10) \qquad G_n = G \cos \beta \quad (4.11)$$

4.3.2 Svakhetsplanets skjærstyrke

Statens Vegvesen (2023) beskriver at det kan være utfordrende å gjøre direkte tester for bestemmelse av skjærstyrken til et typisk utglidningsplan i en skjæring. Dermed er det vanlig å estimere verdien ved å benytte tabeller eller metoder som for eksempel Barton-Bandis bruddkriterium. Metoden der Barton-Bandis brukes er beskrevet i Kapittel 2.3.2 og 6.2.

Dimensjonerende friksjonsvinkel bestemmes ved Formel 4.12, der φ_k er aktiv friksjonsvinkel og partialfaktoren for skjærfasthet, γ_φ , for bergskjæringer er satt til 1.25 (Statens Vegvesen 2023). Aktiv friksjonsvinkel kan beregnes ved Formel 4.13, og avhenger av Barton Bandis formel og basis friksjonsvinkel, φ_b . Den aktive friksjonsvinkelen er ikke en konstant, men en funksjon av normalspenningen, σ_n , som vist i Figur 4.3. Dermed må normalspenningen beregnes i hvert enkelt tilfelle for å bestemme aktiv friksjonsvinkel, ved Formel 4.14 (NBG 2011; Pathak og Nilsen 2004).



Figur 4.3: Ikke-lineært forløp av skjærstyrke (NBG 2011).

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi_k}{\gamma_\varphi} \quad (4.12)$$

$$\varphi_k = JRC \cdot \log(JCS/\sigma_n) + \varphi_b \quad (4.13)$$

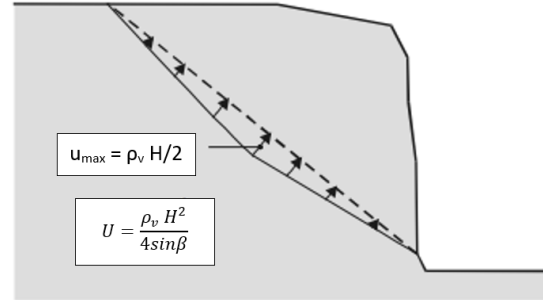
$$\sigma_n = (G_n - U_d - F_n)/L \quad (4.14)$$

Blokkens vekt og skjærkraftens bidrag til stabilitetsberegningen, S_d , beskrives av Formel 4.15.

$$S_d = G_n \tan\varphi_d \quad (4.15)$$

4.3.3 Vanntrykk

Vanntrykket legges vanligvis inn med trekantfordeling som vanntrykksmodell, slik som vist i Figur 4.4. I virkeligheten vil et vanntrykk som dette være lite sannsynlig, da vanntrykket mest sannsynlig vil reduseres på grunn av drenering ut av sprekker langs svakhetsplanet. Det er likevel vanlig å bruke dette i beregninger for å vurdere vanntrykket som en verst tenkelig situasjon. Formel 4.16 viser beregning av vanntrykk når vanntrykksmodellen er slik som vist i Figur 4.2 og 4.4 (Nilsen og Palmström 2000; Statens Vegvesen 2023). Statens Vegvesen (2023) anbefaler å vurdere hvordan vanntrykket påvirker stabiliteten i utregningen ved bruk av andre vanntrykksmodeller. Tyngdetetthet til vann har partialfaktor $\gamma_\gamma = 1.0$ (Statens Vegvesen 2023).



Figur 4.4: (Nilsen og Palmström 2000)

$$U_n = \frac{\rho_v H^2}{4 \sin \beta} \cdot \gamma_\gamma \quad (4.16)$$

4.3.4 Seismisk påvirkning

Som nevnt tidligere er seismisk påvirkning vanskelig å bestemme. I følge Statens Vegvesen (2023) kan kraften fra en seismisk påvirkning legges inn som en horisontal kraft, F_a . Komponentene fra denne kraften vil ha en negativ påvirkning både på normalkraften σ_n og på skjærkraften S , som vist i Figur 4.2. Den horisontale kraften kan beregnes ved Formel 4.17, der S_f er forsterkningsfaktor, a_g er den dimensjonerende grunnakselerasjonen, g er tyngdeakselerasjon og G er blokkens tyngde (Formel 4.9) (Statens Vegvesen 2023). I Kapittel 3.2.7 ble den dimensjonerende grunnakselerasjonen, a_g , presentert, og kan bestemmes ved Formel 7.4, der a_{gR} er berggrunnens referansespissverdi og γ_l partialfaktoren for seismisk akselerasjon. Partialfaktoren kan som beskrevet i Kapittel 3.2.7, settes til 1.25 eller 1.70 (Statens Vegvesen 2023).

$$F_a = 0.5 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S_f \cdot G \quad (4.17)$$

Videre blir det dimensjonerende seismiske bidraget i retning til skjærplanet definert av Formel 4.18 og den dimensjonerende seismiske vikningen på normalspenningen definert av Formel 4.19.

$$F_s = F_a \cos\beta \quad (4.18) \quad F_n = F_a \sin\beta \quad (4.19)$$

4.3.5 Sikring

Boltekraften T er vist i Figur 4.2, og har en positiv komponent for normalspenningen på bruddplanet og en stabiliserende kraft langs planet (Statens Vegvesen 2023). Dimensjonerende boltekraft beregnes ved Formel 4.20, der T_c er karakteristisk boltekraft og γ_s er materialfaktor for sikringsmiddel. Partialfaktoren kan settes til 1.15, i følge Statens Vegvesen (2023).

$$T_d = \frac{T_c}{\gamma_s} \quad (4.20)$$

Partialfaktoren for en gunstig permanent last, γ_G er lik 1.0 (Standard Norge 2014a). Formel 4.21 beskriver boltekraften som stabiliserende bidrag i bruddplanet, og Formel 4.20 beskriver boltekraften som bidrag til normalspenningen (Statens Vegvesen 2023).

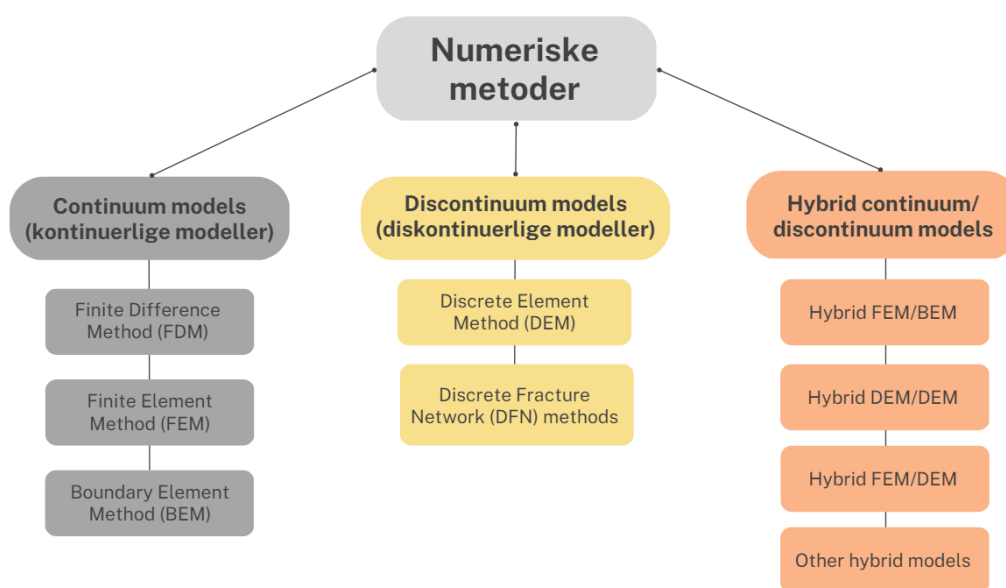
$$T_s = T_d \cos\beta \quad (4.21) \quad T_n = T_d \sin\beta \quad (4.22)$$

4.3.6 Likevektsberegning med RocPlane

Likevektsberegning av plan utglidning kan utføres i programvaren RocPlane fra Rocscience Inc. Geometrien av en potensiell ustabil blokk legges inn i RocPlane, og deretter visualiseres i 2D og 3D. Programvaren gjør det mulig å modellere effekten av sprekkens skjærstyrke, vanntrykk, seismiske og ytre krefter, samt modellere effekten av bolter som sikringsmetode, ved å se på endring i sikkerhetsfaktor (Rocscience Inc. 2023c). Oppdaterte partialfaktorer i henhold til Eurokode 7 kan legges inn i programvaren, for å utføre likevektsberegning med partialfaktormetoden. Rocscience Inc. (2023c) påpeker at metoden for modellering av sikring i RocPlane representerer forskjellige måter å påføre en kraft på blokken. Som alle andre krefter i RocPlane-analysen, påføres boltekrefter gjennom tyngdepunktet til blokken, og spesifiseres per enhetsbredde av skråningen. Dermed kan én bolt påføres blokken, og undersøke total boltekraft som trengs for å oppnå stabilitet.

4.4 Numerisk modellering

Nilsen og Palmström (2000) beskriver numerisk modellering som å diskretisere bergmassen inn i et stort antall individuelle elementer. Metoden prosesserer store mengder data, som krever et kraftig dataverktøy. I bergmekanikk brukes numerisk modellering i hovedsak til å analysere spenninger og deformasjon av bergmassen, men kan også brukes til å se på blant annet vannstrømning. Figur 4.5 viser en oversikt over de mest brukte numeriske metodene for å løse bergmekaniske problemer, i følge Jing (2003).



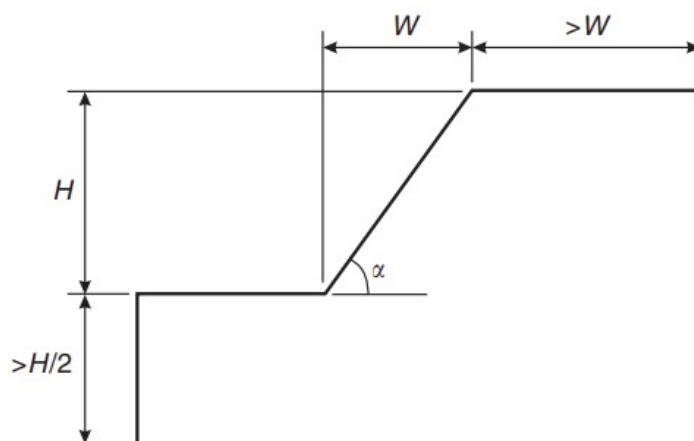
Figur 4.5: De mest brukte numeriske metodene i bergmekanikk. Flytskjema modifisert etter Jing (2003).

Ved *kontinuerlige modeller* blir bergmassen modellert som et kontinuerlig medium, hvor kun et begrenset antall diskontinuiteter (sprekker, forkastninger osv.) kan inkluderes (Nilsen og Palmström 2000). RS2 fra Rocscience Inc er et dataverktøy som benytter finite element-koder (FEM), og FLAC fra Itasca Consulting Group benytter finite difference-koder (FDM) (Wyllie og Mah 2004). Ved *diskontinuerlige modeller* blir bergmassen modellert som et system av individuelle blokker som samhandler langs deres grenser (boundaries). Denne metoden for modellering er mest sammenlignbar med hvordan bergmassen i virkeligheten oppfører seg (Nilsen og Palmström 2000). Programvare som benytter diskontinuerlig metode er UDEC (Universal Distinct Element Code) og 3DEC (3-Dimensional Distinct Element Code) fra Itasca Consulting Group (Wyllie og Mah 2004).

Wyllie (2018) beskriver at numeriske modeller forsøker å representere den mekaniske responsen til en bergmasse som er utsatt for et sett av initiale forhold, som in situ spenninger, grunnvannsstand og induserte endringer, som sprenging. De enkleste modellene er lineær-elastisk, som benytter materialets elastiske egenskaper (Young's modulus og Poisson's forholdstall). En elastisk-plastisk modell bruker styrkeparametere for å begrense skjærspenningen som en sone kan opprettholde. Sonene kan være sammenføyd eller separert av diskontinuiteter. Videre blir det listet opp seks faktorer som påvirker deformasjonen av en bergskjæring:

1. Representativ spenning-tøyningsforhold, som inkluderer oppførsel fra peak til residual skjærstyrke
2. Anisotropi
3. Variabel poretrykkfordeling
4. Inhomogenitet oppstår fra variasjon av materialegenskaper med dybde, lagdeling og/eller diskontinuiteter
5. Påvirkning av initiale in situ spenninger
6. Stegvis utsprengingssekvenser (Wyllie 2018)

Når modellen skal bygges opp i programvaren anbefaler Wyllie og Mah (2004) størrelsesforhold som vist i Figur 4.6.



Figur 4.6: Anbefalinger for oppsett av modell for stabilitetsanalyse ved numerisk modellering (Wyllie og Mah 2004).

Jing (2003) påpeker at det er flere utfordringer ved numerisk modellering av bergmasser. Uansett hvilken metode som brukes er det en utfordring at bergmassen er et naturlig materiale. De fysiske og mekaniske egenskapene til bergarten som brukes i modelleringen må bestemmes og evalueres, i stedet for å defineres gjennom en produksjonsprosess. Nilsen og Palmström (2000) bemerker at numerisk modellering av bergmasser ofte er mer effektiv som parameteranalyse, og ikke for eksakt beregning med et endelig svar. Videre hevdes det at det derfor er viktig at erfarne ingeniørgeologer evaluerer resultater fra numerisk analyse. Videre blir viktigheten av å vurdere inputparametere som benyttes i alle typer analyser dratt frem: «påliteligheten av analysen vil aldri bli bedre enn påliteligheten av inputparameterne».

4.4.1 Numerisk modellering i RS2

I denne oppgaven blir RS2 fra Rocscience Inc. brukt til å vurdere skjæringsstabilitet. RS2 (Rock and Soil 2-dimensional analysis) er en programvare for 2D finite element-analyse (FEM) av geologiske strukturer, som tunneler, gruver, fundamentering, grunnvannslekasje og skjæringsstabilitet med mer. RS2 kan brukes både til modellering i berg og i jord, og gjør det mulig å analysere spenning og deformasjon, stabilitet, stegvis uttak av berg og effekt av sikringstiltak. Programvaren er brukervennlig og deler materialbibliotek og analyseverktøy med andre programvarer fra Rocscience Inc. som RS3 (Rock and Soil 3-dimensional analysis), Slide2 (2D Limit Equilibrium Analysis for Slope), RSData (Strength and Stress Analysis of Rock and Soil Materials) og RocTopple (Toppling Stability Analysis for Slopes), som gjør det mulig å importere og eksportere data mellom programvarene (Rocscience Inc. 2023d).

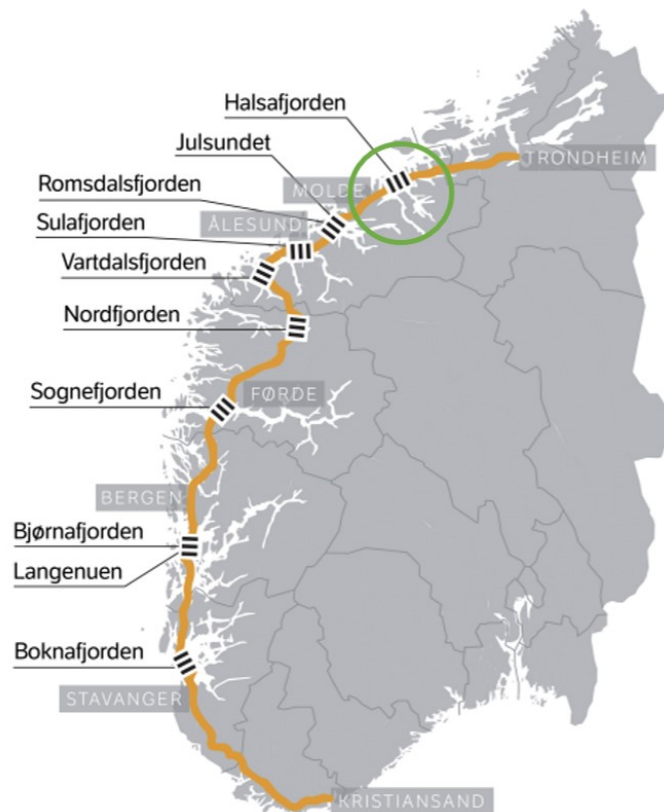
5 Caseprosjekt: E39 Betna-Hestnes

I dette kapitlet blir caseprosjektet E39 Betna-Hestnes beskrevet, samt bergskjæringer ved Haltbakken oppsummert basert på ingeniørgeologisk rapport fra konkurransegrunnlaget til Statens Vegvesen (2020) og prosjekteringsrapport fra Sweco Norge AS (2022), som er utlevert av Statens vegvesen. Statens vegvesen er byggherre på prosjektet, med Bertelsen & Garpestad AS som totalentreprenør, som videre har engasjert Sweco Norge AS som konsulent. Store deler av dette kapitlet er direkte kopiert fra forfatterens prosjektoppgave fra høsten 2022, med noen endringer og forbedringer. Det refereres der dette gjelder til Isaksen (2022) i teksten.

5.1 Oppsummering av prosjektet

Europavei 39 (E39) går fra Klett, sør for Trondheim til Aalborg i Danmark. Vegen går gjennom Norges vestkyst til Kristiansand. E39 er koblet til Europavei 6 (E6) ved Klett-krysset i Trøndelag. Strekningen inkluderer flere fergestrekninger, og består av både motorveg og smale, svingete strekninger. Regjeringen har som et langsiktig mål å bygge ut E39 til å være ferjefri, samt at strekninger med smale og svingete veger skal få moderne standard. Ambisjonen med prosjektet er å gi bedre fremkommelighet, skape attraktive bo- og arbeidsregioner langs kysten og binde landsdelen sammen. Per idag er omlag 10% av de planlagte arbeidene mot utbredt og ferjefri E39 gjennomført (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2019).

Prosjektet E39 Betna-Stormyra er et stort utbyggingsprosjekt av Statens vegvesen, som består av tre delstrekninger. Utbyggingen vil gi 26 km ny veg med gul midtlinje, moderne standard, og redusere avstanden mellom Betna og Stormyra med fem kilometer. En av de tre strekningene, E39 Betna-Hestnes, ligger i Heim Kommune og er under bygging våren 2023. Ferdig veg har planlagt ferdigstillelse høsten 2024 (Statens vegvesen 2021). Figur 5.1 illustrerer Europavei 39, der prosjektet E39 Betna-Hestnes er markert med grønn sirkel. På denne strekningen er det utfordringer knyttet til stabilitet av bergskjæringer, og dermed skal det i denne masteroppgaven utføres stabilitetsvurderinger av bergskjæringen Haltbakken i samarbeid med Statens vegvesen (Isaksen 2022).



Figur 5.1: Europavei 39 går fra Klett i Trøndelag, gjennom vestkysten og til Kristiansand i Agder (Statens Vegvesen 2019).

Omtrent 6 km av vegstrekningen E39 Betna-Hestnes er planlagt i bergskjæring, der fleste- parten av skjæringene blir tosidig. Vegen er planlagt gjennom fem separate bergskjæring- er som har forskjellige navn, og vil være mellom ca. 5 og 30 meter høy. I denne oppgaven blir det fokusert på en av disse fem bergskjæringene, med navn Haltbakken. Som vist i Figur 1.1 i innledningen er store deler av veglinjen planlagt i urørt terreng, og ligger på sørsiden av Vinjefjorden. Bergartene i området består av (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2020):

- Migmatittgneis og granittisk gneis fra Valsøyfjordkomplekset
- Glimmerskifer, amfibolitt, kalksilikatskifer, metasandstein, kalkspatmarmor og gneis fra Ertvågøykomplekset
- Dypbergarter som Eklogitt og Gabbro

5.2 Bergskjæringer ved Haltbakken

Strekningen Haltbakken er planlagt gjennom bergskjæringer, for det meste tosidig, med orientering øst-vest (varierer fra N80-110°Ø), og er nummerert fra B19-B26. I dette delkapitlet blir oppsprekking, utglidningsmekanismer, svakhetssoner, utforming og sikrings tiltak oppsummert basert på konkurransegrunnlaget fra Statens Vegvesen (2020) og prosjekteringsrapport fra Sweco Norge AS (2022).

5.2.1 Oppsprekking

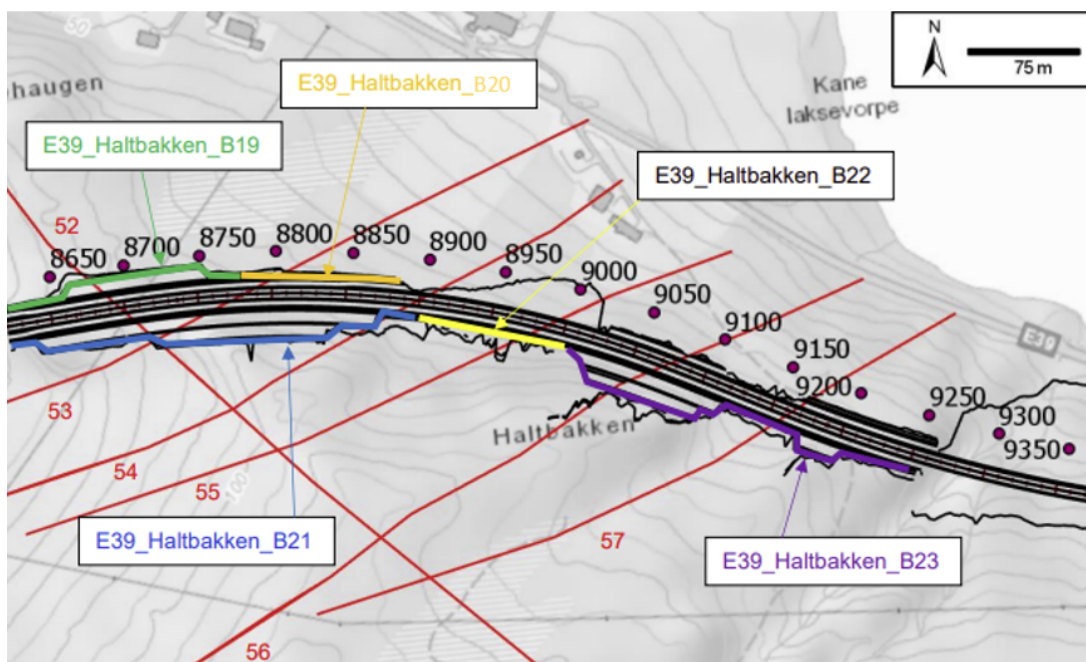
Bergmassen er moderat til lite oppsprukket, men i nærheten av svakhetssoner kan bergmassen være mer oppsprukket. Det er registrert tre hovedsprekkesett: oppsprekking langs foliasjon (SF), samt sprekkeseett S1 og S2 (Isaksen 2022).

5.2.2 Utglidningsmekanismer og stabilitet

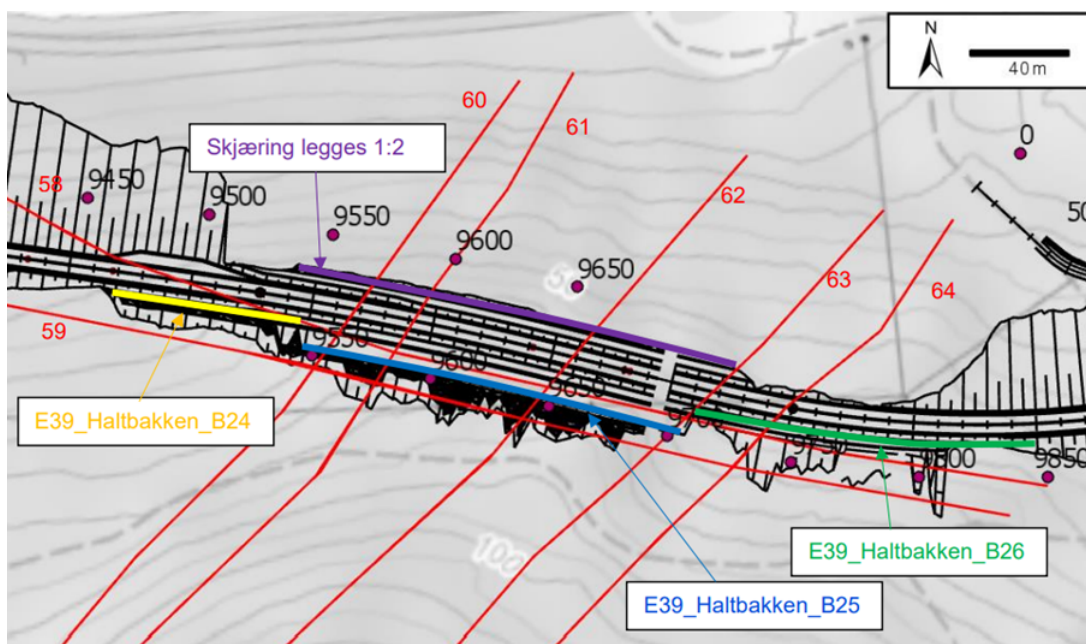
I høyre skjæringsvegg (B21, B22, B23, B24, B25 og B26) kan oppsprekking langs foliasjon føre til plan utglidning langs sprekkeseett SF, og kileutglidning mellom SF og S1. Venstre skjæringsvegg (B19 og B20) kan få stabilitetsproblemer i form av utglidning langs S2. I tillegg kan utvelting av bergflak inntreffe både i høyre (langs S2) og i venstre skjæringsvegg (langs SF) (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2020)

5.2.3 Svakhetssoner

Statens Vegvesen (2020) og Sweco Norge AS (2022) beskriver at det er tolket 13 svakhetssoner som enten krysser eller går langs strekningen Haltbakken (profilnummer 8600-9800). Disse er tolket i forbindelse med forsenkninger og depresjoner i terrenget ved feltkartlegging, og ved analyse av relieff-foto. Svakhetssonene har orientering NØ-SV, NV-SØ og Ø-V. To av svakhetssonene følger bergskjæring parallelt, og vil sannsynlig følge bergskjæringen 5-200 meter. I tillegg er en markant svakhetssone antatt å følge bergskjæringen 30-50 meter. Resten av svakhetssonene har relativt stor vinkel til skjæringen, og vil sannsynligvis følge skjæringen på 2-5 meter og 5-15 meter (Statens Vegvesen 2020). Figur 5.3 og 5.2 viser antatte svakhetssoner som enten krysser eller går langs bergskjæringer ved Haltbakken, markert i rødt (Isaksen 2022).



Figur 5.2: Antatte svakhetssoner som krysser Haltbakken B19-23, markert i rødt. Hentet fra Sweco Norge AS (2022).



Figur 5.3: Antatte svakhetssoner som krysser Haltbakken B24-26, markert i rødt. Hentet fra Sweco Norge AS (2022).

5.2.4 Utforming og sikringstiltak

En generell anbefaling, gitt av Sweco Norge AS (2022), bør bergskjæringer som overskrider 10 meter etableres med hyller. Dette vil øke både total- og detaljstabiliteten. Det er i tillegg forventet at det i hovedsak skal sikres med innstøpte bolter (eller kombinasjonsbolter) med lengde 3-6 meter for bergskjæringene langs Haltbakken. Ekstra sikringstiltak og detaljert utforming for de ulike delene ved Haltbakken er beskrevet under (Isaksen 2022). Utformingen til planlagte bergskjæringer (fra reguleringsplanen) er med helning 10:1 (Statens Vegvesen 2020), som tilsvarer en fallvinkel på 84-85°.

Haltbakken B19-20

Det skal etableres hyller i bergskjæring B19-20 der høyden overskrider 10 meter, med en bredde på 8 meter. Tre svakhetssoner er tolket til å krysse skjæringene, og det må påregnes bruk av sprangnett og/eller sprøytebetong i områder hvor svakhetssonene vil påvirke bergmassekvaliteten (Isaksen 2022; Sweco Norge AS 2022).

Haltbakken B21-23

Haltbakken B21 og B23 har høyde opptil henholdsvis 33 og 31 meter. Skjæringen skal etableres med paller, der pallhøyde er 10 meter og hyllebredde 8 meter. På grunn av bergskjæringens høyde og potensielt større avløste bergpartier er det forventet et behov for lange bergbolter (6-8 meter) som sikringstiltak. Seks svakhetssoner er tolket til å krysse bergskjæringen, der det kan være tettere oppsprekking. I slike områder kan det være nødvendig å etablere steinsprangnett eller bruk av sprøytebetong (Isaksen 2022; Sweco Norge AS 2022).

Haltbakken B24-26

Bergskjæringer B24-26 etableres med 2 hyller (3 paller), da total høyde er 29 meter. Nederste pall har høyde 10 meter med hyllebredde 8 meter. Midtre pall har høyde 10 meter med hyllebredde 6 meter, og øverste pall har høyde opp mot 9 meter. Lange bergbolter (6-8 meter) er forventet som sikringstiltak på grunn av skjæringens høyde og potensielt større avløste bergpartier. Det er tolket at to svakhetssoner følger bergskjæringen parallelt, som kan føre til nedsatt bergmassekvalitet over lange strekninger. I det tilfelle må steinsprangnett eller sprøytebetong benyttes (Isaksen 2022; Sweco Norge AS 2022).

6 Feltkartlegging og laboratoriearbeid

Feltkartlegging av bergskjæringer og laboratorieundersøkelser av bergartsprøver fra bergskjæringene er utført for å samle data som gir et godt grunnlag til inputparametere i stabilitetsvurderinger. Ved feltkartlegging er inputparametere for å bestemme skjærstyrken til diskontinuiteter med bruk av Barton-Bandis bruddkriterium estimert, samt strøk- og fallmålinger utført. I laboratoriet er bergmekaniske egenskaper og friksjonsegenskaper bestemt, som videre skal brukes i stabilitetsanalyse.

Feltkartlegging og laboratorieundersøkelser ble utført høsten 2022, og ble beskrevet i forfatterens prosjektoppgave. Dermed er deler av dette kapitlet direkte kopiert fra prosjektoppgaven, spesifikt beskrivelse av felt- og laboratoriemetoder. Det refereres til Isaksen (2022) der dette gjelder. Våren 2023 ble det utført feltkartlegging som en suppleringsresultater fra høsten 2022, mens laboratorieundersøkelser fra høsten 2022 ikke er inkludert i denne masteroppgaven.

6.1 Laboratorieundersøkelser

Under feltkartlegging av bergskjæring *Haltbakken* B25, profilnummer 9670, den 08.02.2023 ble to blokker av granittisk gneis tatt med til bergteknisk laboratorium ved Institutt for geovitenskap og petroleum i Trondheim (NTNU) for videre undersøkelse. En liste over utførte laboratorietester med tilhørende standard presenteres i Tabell 6.1. Testene er utført på sylindrerformede kjerneprøver, og har diameter 40 og 60 mm.

Tabell 6.1: Oversikt over utførte laboratorieundersøkelser.

| Test | Parameter | Standard |
|---------------------------|---|--------------|
| Tyngdetetthets målinger | Tyngdetetthet (ρ) | |
| Lydhastighet (P-bølge) | P-bølgehastighet (v_p) | ISRM (1978a) |
| Uniaxial Compressive test | UCS (σ_{ci}), E-modul (E) og Poisson's forholdstall (ν) | ISRM (1979) |
| PLT | Punktlaststyrke | ISRM (1985) |
| Brazilian test | Tensile strength (σ_t) | ISRM (1978b) |
| Tilt test | Basis friksjonsvinkel (ϕ_b) | ISRM (2018) |

6.1.1 Densitet og tyngdetetthet

Ved preparering av UCS-kjerner ble densitet av bergarten beregnet med måling og veiing, og resultatene er presentert i Vedlegg A, Tabell A.1. Resultatene gir bergarten en gjennomsnittlig densitet $\rho = 2.8 \text{ g/cm}^3$. Ved Formel 6.2 kan tyngdetettheten, γ , til bergarten beregnes, og bestemmes til å være 28 kN/m^3 for granittisk gneis fra Haltbakken. Utfra klassifisering av bergmasseparametere i Tabell 2.3 er tyngdetettheten moderat (Isaksen 2022).

$$\rho = m/V \quad [\text{kg/m}^3] \quad (6.1)$$

$$\gamma = \rho \cdot g \quad [\text{N/m}^3] \quad (6.2)$$

6.1.2 Trykkfasthet, E-modul og Poisson's forholdstall

Testen er utført for å estimere bergmassens Uniaxial Compressive strength (UCS), eller en-aksiell trykkfasthet på norsk. Metoden gir et estimat på styrken til intakt berg fra felt, som en UCS-verdi. Fra testen kan man lese av en graf som presenterer spenningsutvikling og deformasjon i radiell og aksiell retning. Resultatene kan videre brukes for å bestemme E-modul og Poisson's forholdstall, ved Formel 6.3 og 6.4 (Isaksen 2022).

$$E_i = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (6.3)$$

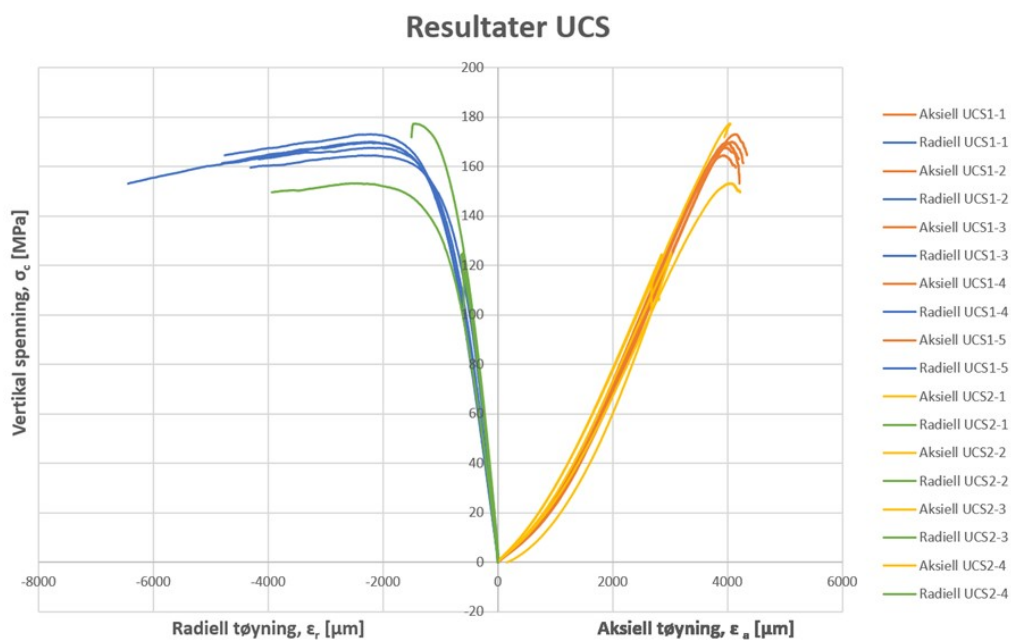
$$\nu = -\frac{\epsilon_a}{\epsilon_r} \quad (6.4)$$

Testen er utført i henhold til anbefalt prosedyre fra ISRM (1979), i testapparat «RTR-400 Rapid Triaxial Rock Testing System» fra GCTS. Prøvediameter for prøveserie 1 ble redusert fra anbefalt 54 mm til 40 mm, mens for prøveserie 2 ble diameteren økt til 60 mm, etter anbefaling fra veileder på Berglaboratoriet. Høyden ble justert for riktig størrelsesforhold. Dette ble gjort på bakgrunn av hvilket utstyr som var tilgjengelig. Last ble påført kontinuering under en konstant spenningsøkning på 0.20 MPa (Isaksen 2022). To prøveserier av UCS-kjerner er testet, 5 prøvekjerner i prøveserie 1 og 4 prøvekjerner i prøveserie 2.

Tabell 6.2: Gjennomsnittresultater fra UCS-test, prøveserie 1 og 2.

| Prøveserie | Parameter | UCS [MPa] | E-modul [GPa] | Poisson |
|------------|-----------|-----------|---------------|--------------|
| | | | | forholdstall |
| 1 | Gj.snitt | 169 | 55 | 0.36 |
| | Min. | 165 | 55 | 0.32 |
| | SD | 3.08 | 0.85 | 0.03 |
| 2 | Gj.snitt | 177 | 52 | 0.31 |
| | Min. | 153 | 50 | 0.25 |
| | SD | 18.97 | 2.05 | 0.05 |

Gjennomsnittresultater er presentert i Tabell 6.2, og graf som viser aksial og radiell tøyning plottet mot påført spenning i Figur 6.1. Vedlegg A.2 viser detaljert tabell og graf for hvert prøvestykke i begge prøveserier.



Figur 6.1: Graf som viser aksial og radiell tøyning plottet mot påført spenning. Alle resultater fra prøveserie 1 og 2 samlet.

Resultatene gir en gjennomsnittlig UCS-verdi på 173 MPa, og klassifiseres etter Tabell 2.3 som veldig høy. Gjennomsnittlig E-modul er 53.5 GPa og klassifiseres som moderat.

6.1.3 Brazilian tensile test

Metoden er utført etter anbefalt prosedyre fra ISRM (1978b), og utføres i samme testapparat som UCS-test. Preparering av sylinderformede prøvestykker utføres med kjernebor og diamantsag. Tykkelsen av prøvestykket skal være omtrent lik prøvens radius. Under testing påføres det spenning med jevn økning, 200 N/s, frem til brudd. Ved hjelp av trykk blir det induisert strekkbrudd i bergartsprøven (Isaksen 2022). Gjennomsnittresultater fra prøveserie 1 og 2 er presentert i Tabell 6.3. Detaljert tabell er i Vedlegg A.3.

Tabell 6.3: Gjennomsnitt av resultater fra Brazil tensile strength test.

| Prøveserie 1 | | Prøveserie 2 | |
|--------------|------------------|--------------|------------------|
| Parameter | σ_t [MPa] | Parameter | σ_t [MPa] |
| Gj.snitt | 10.2 | Gj.snitt | 9.4 |
| Min. | 9.7 | Min. | 8.3 |
| SD | 0.34 | SD | 0.99 |

Resultatene fra Brazil-test gir en gjennomsnittlig strekkstyrke, $\sigma_t = 9.8$ MPa.

6.1.4 Punktlasttest

Punktlasttest utføres for å bestemme bergmassens punktlastindeks, $I_{s(50)}$, og styrkeanisotropiindeks, I_a . Utførelse av testen er gjort i henhold til anbefalt prosedyre fra ISRM (1985). En spiss påfører last i topp og bunn av prøvestykket, og godkjennes dersom bruddet har gått gjennom begge punktene. Testen er utført i aksial og diametral retning. I aksial retning må høyden av sylindren ha et forhold mellom 0.3-1 gange diameter. I diametral retning må prøvestykkets lengde være større enn diameter. Ved testen måles lasten ved brudd og avstanden mellom de to punktene der lasten overføres til bergmassen. Punktlaststyrken (I_s) beregnes med Formel 6.5 (Isaksen 2022).

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (6.5)$$

Når flere punktlaststyrker for prøvestykker med ulik størrelse skal sammenlignes må det korrigeres med en størrelseskorreksjonsfaktor, F , for å finne en punktlaststyrkeindeks som stemmer for alle typer prøver, $I_{s(50)}$. Dette gjøres ved å benytte følgende formler (Isaksen 2022):

$$F = \frac{D_e^{0.45}}{50} \quad (6.6) \quad I_{s(50)} = F \cdot I_s \quad [Pa] \quad (6.7)$$

For å finne styrkeanisotropi-indeksen $I_a(50)$ benyttes punktlaststyrke-indeksen for svakestes og sterkeste retning (ISRM 1985) (Isaksen 2022):

$$I_{a(50)} = \frac{\text{Punktlastindeks i sterkeste retning}}{\text{Punktlastindeks i svakestes retning}} = \frac{I_{s(50),max}}{I_{s(50),min}} \quad (6.8)$$

Tabell 6.4: Gjennomsnitt av resultater fra punktlasttest

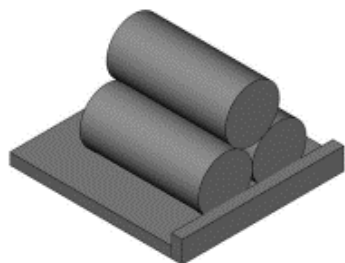
| Prøveserie | Parameter | $I_{s(50) \perp}$ [MPa] | $I_{s(50) \parallel}$ [MPa] | $I_{a(50)}$ |
|------------|-----------|-------------------------|-----------------------------|-------------|
| 1 | Gj.snitt | 7.74 | 4.56 | 1.70 |
| | SD | 0.10 | 0.37 | - |
| 2 | Gj.snitt | 6.35 | 3.08 | 2.06 |
| | SD | 0.02 | 0.20 | - |

Gjennomsnittsresultatet for prøveserie 1 og 2 er presentert i Tabell 6.4, for henholdsvis aksial og diametral test. En detaljert tabell med alle verdier er å finne i Vedlegg A.4. Punktlaststyrken, I_s , anses å være veldig høy i følge Tabell 2.3. Anisotropiindeksen indikerer at punktlaststyrken i aksial retning er omtrent dobbelt så stor som punktlaststyrken i radiell retning.

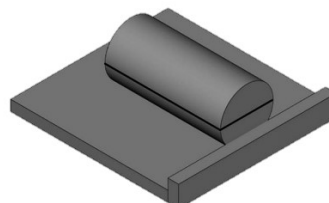
6.1.5 Tilt test

Basis friksjonskomponent av skjærstyrken er relatert til friksjonsvinkelen observert for blokker på skrå overflater eller granulære materialer (residual friksjonsvinkel). Basert på dette kan basis friksjonsvinkel, ϕ_b , til plane bergoverflater bestemmes ved tilt-test. Testoppsettet kan gjøres på rektangulære steinprøver eller på sylindrerformede borkjerner (ISRM 2018). Videre vil det beskrives hvordan basis friksjonsvinkel bestemmes når testen utføres på tre sylindrerformede borkjerner («three core setup»), med oppsett vist i Figur

6.2a. Bestemmelse av friksjonsvinkel ved andre oppsett beskrives i ISRM-standard for tilt-test (ISRM 2018). Utførelse av Tilt-test med «three core setup» har den fordel at det er en ikke-destruktiv metode, som gjør at kjerneprøvene kan brukes til videre testing etter Tilt-test (Isaksen 2022).



(a) «Three-core-setup» av sylindrerformede kjerneprøver.



(b) Kjerneprøver som er skåret i lengderetningen.

Figur 6.2: To ulike typer oppsett ved Tilt-test (ISRM 2018).

Vinkelen β leses av når den øverste kjernen begynner å gli langs de to nederste kjernene som er fastlåst. Vinkel β blir så brukt i Formel 6.9 til å bestemme basis friksjonsvinkel, ϕ_b (Isaksen 2022). Det er anbefalt å repetere testen minst fem ganger på samme oppsett ($\beta_{1,..,5}$) for å beregne basis friksjonsvinkel. Det er utført fem repetisjoner av tre forskjellige oppsett med oppsettet som vist i Figur6.2a for hver prøveserie. Oppsettet er vist i Vedlegg A.5 (ISRM 2018).

$$\phi_b = \text{median} \left[\tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \tan \beta_{i=1,2,..,5} \right) \right] \quad (6.9)$$

Gjennomsnittlige resultater fra Tilt-test er gitt i Tabell 6.5, og gir en gjennomsnittlig basis friksjonsvinkel, $\phi_b = 31.3^\circ$. Detaljert tabell for hver prøveserie er i Vedlegg A, Tabell A.17 og A.18.

Tabell 6.5: Basis friksjonsvinkel estimert ved Tilt-test.

| Prøveserie i | Gj.snitt $\phi_{b,i}$ ($^\circ$) |
|---------------|---------------------------------------|
| 1 | 29.7 |
| 2 | 32.7 |
| ϕ_b | 31.3 |
| Min. ϕ_b | 28.7 |
| SD ϕ_b | 1.7 |

I følge Ruiz og Li (2014) har metoden som er brukt ved Tilt-test («three core setup») en tendens til å overestimere basis friksjonsvinkel. Studien viste en overestimering fra $0.8-5.5^\circ$, der gjennomsnittsverdien av overestimeringen var 2.6° . Basert på samtale med veileder Professor Krishna K. Panthi er oppsettet i Figur 6.2b en mer presis estimering av basis friksjonsvinkel ved Tilt-test, der kjerneprøvene er skåret på midten. Dette skyldes at ved preparering av sylindrerformede kjerneprøver vil boremaskinen lage vibrasjoner som lager en slags ruhet på overflaten av kjerneprøven som gir feilaktig estimering av friksjonsvinkel. Ved å sage en kjerneprøve på midten vil denne ruheten unngås og Tilt-testen bli mer presis. Det er dermed anbefalt fra veileder å redusere gjennomsnittsverdien av basis friksjonsvinkel med 10% (Personlig kommunikasjon, Professor Krishna K. Panthi, 14.03.2023). Basis friksjonsvinkel er dermed besluttet redusert til $\phi_b \approx 28^\circ$.

Residual friksjonsvinkel kan beregnes utfra basis friksjonsvinkel ved Formel 2.5, beskrevet i Kapittel 2.3.2. Dersom sprekkeflatene er uforvitret er residual friksjonsvinkel lik basisfriksjonsvinkel (Nilsen 2016). I denne oppgaven er residual friksjonsvinkel antatt å være lik basis friksjonsvinkel, da det var lite tegn til forvitring på sprekkeflatene. Det betyr at $\phi_r = 28^\circ$.

6.2 Feltkartlegging

Feltkartlegging av bergskjæring Haltbakken B25 (profilnummer 9600-9700) ble utført 08.02.2023, 06.03.2023 og 19.04.2023. Resultater er sammenlignet med feltkartlegging av bergskjæring Haltbakken B19 og B21 (profilnummer 8650-8700) utført 21.09.2022 og 29.09.2022 som er beskrevet i forfatterens prosjektrapport, Isaksen (2022) fra høsten 2022. Skjæringene består av samme bergart og resultater fra feltkartlegging samsvarer i stor grad. Dermed er resultater fra feltkartlegging høsten 2022 sammenfattet med resultater fra våren 2023, for å få et godt representativt sett med input-parametere.



Figur 6.3: Bilde av bergskjæring Haltbakken B25. Bilde tatt 19.04.2023.

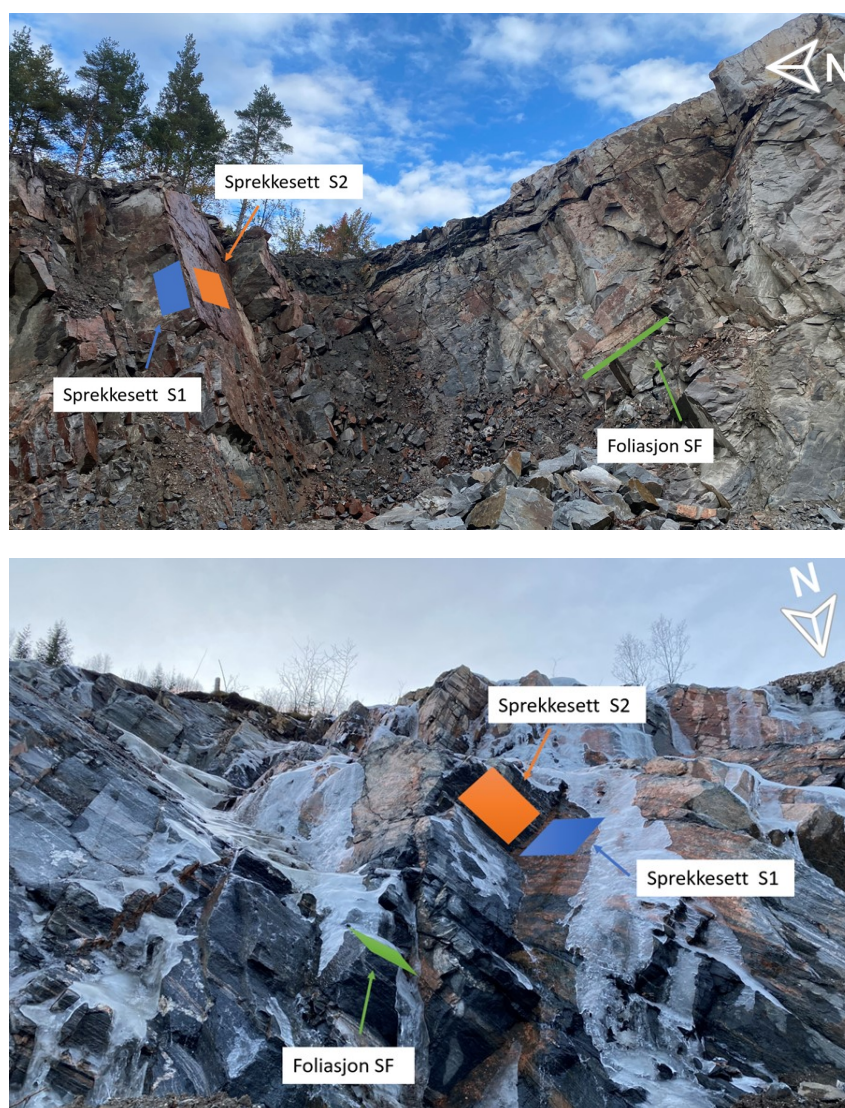
6.2.1 Sprekkeforhold og sprekkeorientering

Sprekkestørrelser er utført både i dagen og i sprengete bergskjæring under feltkartlegging rundt profilnummer 8650-8700 og 9600-9700. Resultatene er sammenlignet med rapporter fra Statens vegvesen og Sweco AS, og samsvarer i stor grad. Det er identifisert tre hovedsprekkesett i bergmassen. Tabell 6.6 presenterer resultater fra feltkartlegging, der registrering av fall og fallretning er fra egen feltkartlegging, mens sprekkeavstand, utholdenhet, sprekkeåpning og ruhet er fra prosjekteringsrapport fra Sweco AS (Sweco Norge AS 2022).

Tabell 6.6: Sprekkeforhold ved Haltbakken for sprekkeseett SF, S1 og S2.

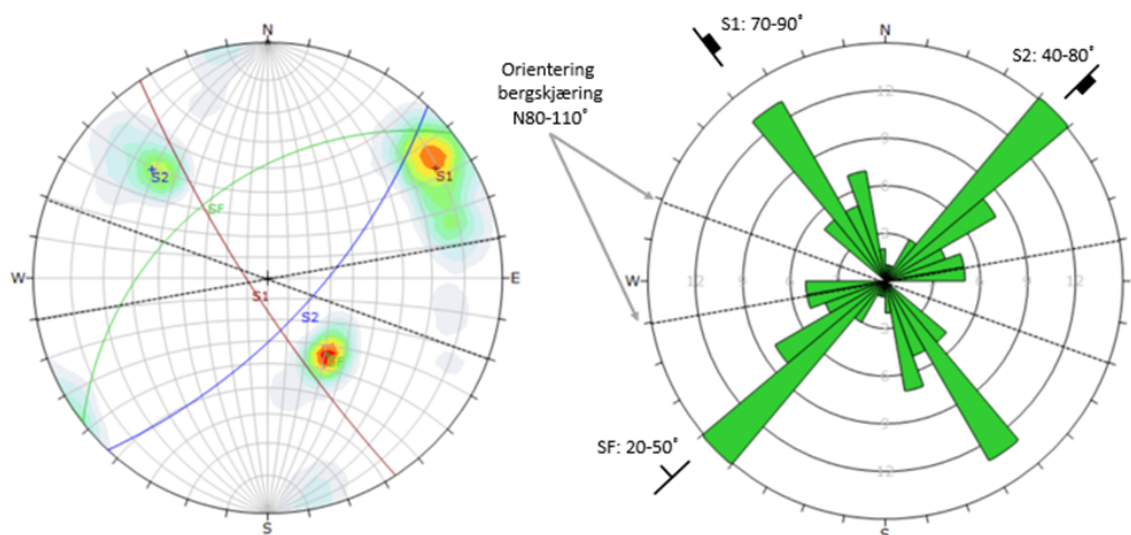
| Sprekke- sett | Fall- retning [°] | Fall [°] | Sprekke- avstand [m] | Utholden- het [m] | Sprekke- åpning [cm] | Ruhet |
|------------------|----------------------|-------------|-------------------------|----------------------|-------------------------|-------------|
| SF | 340 ± 20 | 35 ± 15 | 0.2-2 | 0.5-40 | 0-2 | Plan, glatt |
| S1 | 250 ± 20 | 80 ± 10 | 0.2-3 | 5-25 | 0-2 | Plan, glatt |
| S2 | 150 ± 20 | 60 ± 20 | 0.5-5 | 5-25 | 0-2 | Plan, glatt |

Figur 6.4 viser sprekkeforhold ved profilnummer 8630 og 9700. Sprekkeseett SF langs foliasjonsplanet, samt sprekkeseett S1 og S2.



Figur 6.4: Øverste bilde viser en oversikt over sprekkeseett i bergskjæring Haltbakken B19/B21 ved profilnummer 8630, og nederste bilde viser en oversikt over sprekkeseett i bergskjæring Haltbakken B25 ved profilnummer 9700. Vegens orientering er øst-vest.

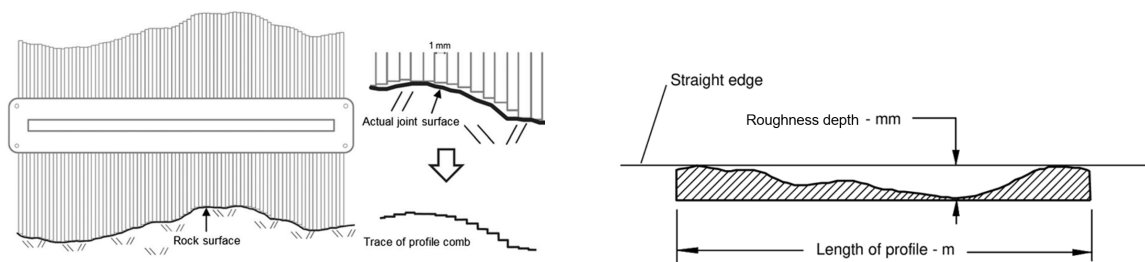
Sprekkeregistreringer fra profilnummer 8650-8700 og profilnummer 9600-9700 er lagt inn i programvaren Dips fra Rocscience Inc., for fremstilling av stereoplott og sprekkerose, som vises i Figur 6.5. Bergskjæringens orientering er tegnet inn. Videre kan programvaren brukes til kinematisk analyse, som er utført og presenteres i Kapittel 7.2.



Figur 6.5: Stereoplott og sprekkerose fremstilt i Dips (Rocscience) av strøk- og fallmålinger tatt ved bergskjæring Haltbakken.

6.2.2 Bestemmelse av JRC

Parameteren for sprekkeflatens ruhet, Joint Roughness Coefficient (JRC), kan generelt sett karakteriseres av bølger og ujevnhet på sprekkeflatene. JRC er en komponent i Barton-Bandis bruddkriterium for å beskrive skjærstyrken til diskontinuiteter. Anbefalt metode fra ISRM (1978c) for å bestemme JRC er å benytte en profilmåler («Barton's comp») som måler 10 cm av sprekkeflaten, som vist i Figur 6.6a. Deretter kan profilet sammenlignes med ruhetsprofiler med tilhørende JRC-verdi, vist i Figur B.1a i Vedlegg B.1. En alternativ metode er å benytte en meterstokk (profillengde fra 0.1-10 m), der maksimal amplitude på sprekkeflaten blir registrert, som vist i Figur 6.6b. JRC kan så leses av i diagrammet i Figur B.1b i Vedlegg B.1 (Hoek 2006; Isaksen 2022). JRC er den mest brukte parameteren for å estimere sprekkeflatens ruhet, selv om parameteren ikke kan karakterisere ruheten i 3D (Yong mfl. 2017).



(a) Illustrasjon for å vise hvordan et «Barton's comp» kan brukes for å estimere sprekkeflatens ruhetsprofil (Jang mfl. 2014).

(b) Måle maksimal ruhetsdybde på en gitt lengde, for å bestemme JRC-verdi (Hoek 2006).

Figur 6.6: Måling av sprekkeflatens ruhet for å estimere JRC-verdi i storskala (a) og småskala (b).

Ved estimering av ruhet med «Barton's comp» og sammenligning av ruhetsprofiler blir kun en liten del av sprekkeflaten undersøkt (10 cm). I felt er lengden av overflaten flere meter lang, og JRC-verdi må estimeres for fullskala overflate. Yong mfl. (2017) påpeker avvik ved sammenligning av ruhetsprofiler, da sammenligningen er subjektiv. Ved å benytte den alternative metoden med meterstokk og JRC-diagram blir JRC estimert for en større flate (Hoek 2006). Resultatene fra estimering av JRC-verdi er presentert i Tabell 6.7.

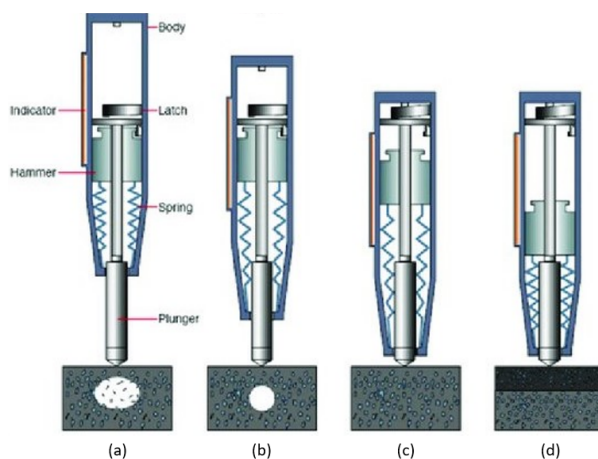
Tabell 6.7: JRC-verdier ved bruk av Barton's comp og metermåler og JRC-diagram.

| Sprekkesett | S1 | | | | | | S2 | | | | | | SF | | | | |
|-------------|------------|----|----|----|----|---|------------|----|----|----|---|----|------------|---|---|---|---|
| JRC-verdier | 7 | 14 | 16 | 12 | 20 | 6 | 18 | 14 | 10 | 20 | 8 | 16 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 |
| Gj.snitt | 13 | | | | | | 14 | | | | | | 2 | | | | |
| Min. | 6 | | | | | | 8 | | | | | | 1 | | | | |
| SD | 5.4 | | | | | | 5.0 | | | | | | 0.5 | | | | |

Resultatene viser at sprekkesett S1 har en gjennomsnittlig JRC-verdi lik 13, sprekkesett S2 har en gjennomsnittlig JRC-verdi lik 14 og sprekkesett SF lik 2.

6.2.3 Bestemmelse av JCS

Sprekkeflatens trykkfasthet, JCS, er en viktig parameter for skjærstyrke og deformasjon, spesielt dersom sprekkeflatene er i direkte kontakt med hverandre (ISRM 1978c). JCS er en komponent i Barton-Bandis bruddkriterium for å beskrive skjærstyrken til diskontinuiteter. Anbefalt metode fra ISRM (1978c) for estimering av JCS er bruk av Schmidt-hammer. Med Schmidt-hammer kan JCS måles in-situ. Dette er en ikke-destruktiv og rask måte å teste sprekkeflatens trykkfasthet. Schmidt-hammeren plasseres mot bergoverflaten, et stempel utløses ved hjelp av en kraftig fjær og trykkes med kraft mot bergoverflaten, som Figur 6.7 illustrerer. Energien som reflekteres blir registrert og man kan lese av en verdi på hammeren kalt Schmidt hardhet (Isaksen 2022; Nilsen 2016).



Figur 6.7: Prinsipp for bruk av Schmidthammer for bestemmelse av JCS. (a) Instrumentet er klart for test, (b) hammer trykkes mot testobjekt, (c) hammer slippes, (d) hammeren går tilbake (Jedidi 2020).

For hver JCS-verdi er det tatt 20 slag med Schmidt-hammeren på sprekkeflaten, middelverdien av de 10 høyeste kalles Schmidt-hardhet. Videre benyttes et JCS-diagram for å finne JCS-verdien ved hjelp av schmidt-hardhet, tyngdetettheten til bergarten og orienteringen av hammeren (ISRM 1978c). Resultatene er presentert i Tabell 6.8.

Tabell 6.8: JCS-verdier ved bruk av Schmidthammer og JCS-diagram.

| Sprekkesett | S1 | | | | S2 | | | SF | | | | |
|--------------------|-------------|-----|-----|-----|-----|-------------|-----|-----|-------------|-----|-----|-----|
| JCS [MPa] | 150 | 160 | 150 | 180 | 190 | 180 | 150 | 225 | 170 | 230 | 110 | 110 |
| Gj.snitt JCS [MPa] | 172 | | | | | 185 | | | 155 | | | |
| Min. JCS [MPa] | 150 | | | | | 150 | | | 110 | | | |
| SD [MPa] | 16.4 | | | | | 37.7 | | | 57.4 | | | |

Resultatene viser at JCS-verdi for sprekkeseett SF varierer mellom 110-230 MPa. For sprekkeseett S2 varierte verdien mellom 180-225 MPa, og for sprekkeseett S1 mellom 150-190 MPa. I Kapittel 2.1.1 blir det beskrevet at kompresjonsstyrken til bergmassen (σ_{cm}) ofte er lavere enn kompresjonsstyrken til intakt berg (σ_{ci}). Ved laboratorietesting ble σ_{ci} estimert ved UCS-test til å ha en gjennomsnittsverdi på 173 MPa. Det vil si at JCS er estimert til å være omtrent like stor (gjennomsnittlig for alle sprekkeseett). Etter samtale med veileder Professor Krishna Panthi ble estimeringen med bruk av Schmidthammer vurdert som høy, samt at standardavviket (SD) er svært høyt spesielt for sprekkeseett SF. Det ble derfor valgt å beregne bergmassestyrken σ_{cm} med utgangspunkt i gjennomsnittsverdien for σ_{ci} (UCS), funnet ved laboratorietesting (Kapittel 6.1.2). I Tabell 2.1 er formler for bergmassestyrke presentert. Ved å benytte formelen presentert av Panthi (2006) er bergmassestyrken estimert til å være $\sigma_{cm} = 63$ MPa. Denne verdien blir videre brukt i stabilitetsvurderingen som JCS (Personlig kommunikasjon, Professor Krishna K. Panthi, 02.03.2023).

7 Vurdering av inputparametere

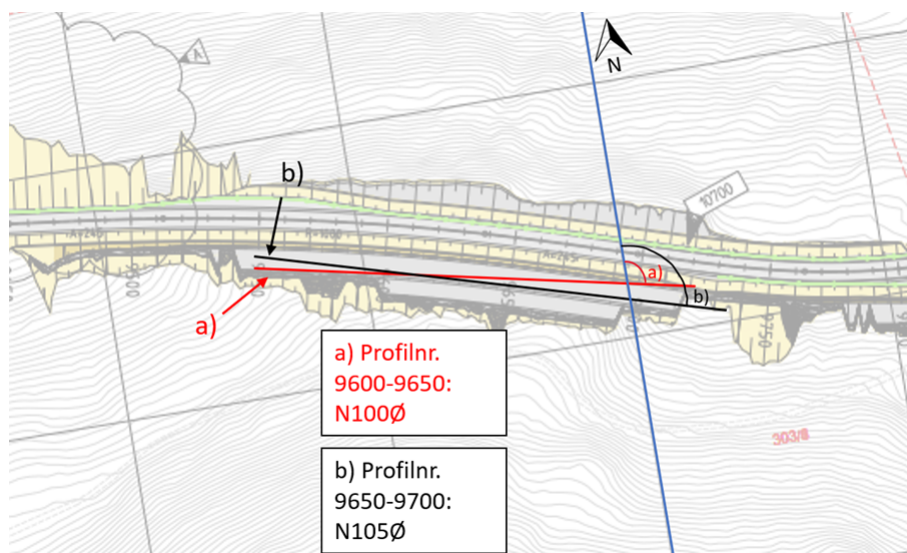
I dette kapitlet blir inputparametere som skal brukes videre i stabilitetsanalysen i Kapittel 8 presentert og vurdert. For vurdering av inputparametere ble det innledningsvis tatt en vurdering på hvilke sprekkesett og hvilke utglidningsmekanismer som er kritisk for skjæringen. Dermed er det utført en kinematisk analyse i Dips fra Rocscience Inc. for å identifisere utglidningsmekanismer, og presenteres i Kapittel 7.2. I forkant av kinematisk analyse og vurdering av inputparametere må noen parametere bestemmes, som blir presentert i Kapittel 7.1. For vurdering av inputparametere er sensitivitetsanalyse utført i RocPlane og RS2 fra Rocscience Inc.

7.1 Presentasjon av inputparametere

De fleste inputparametere er presentert i Kapittel 6, gjennom feltkartlegging og laboratorieundersøkelser. Viktige parametere som ikke har blitt vurdert gjennom felt- og laboratorieundersøkelser, som orientering av bergskjæring Haltbakken B25, vanntrykk og seismisk påvirkning blir presentert i dette delkapitlet.

7.1.1 Orientering av skjæring

Orienteringen av skjæringsvegg ved Haltbakken B25 er undersøkt ved å se på plantegninger utgitt av Statens vegvesen. Plantegning i Figur 7.1 viser at orienteringen endrer seg med 5° ved profilnummer 9650. Fra profilnummer 9600-9650 er orienteringen (gitt i strøk) $N100^\circ\text{Ø}$, og fra profilnummer 9650-9700 $N105^\circ\text{Ø}$. Videre i oppgaven benyttes fallretning, og tilsvarer $10\text{-}15^\circ\text{ NØ}$. Som beskrevet i Kapittel 5 har skjæringsveggene en fallvinkel på 85° .



Figur 7.1: Orientering av skjæringsvegg i bergskjæring Haltbakken B25 fra profilnummer 9600-9700. Orientering gitt i strøk.

7.1.2 Seismisk påvirkning

Seismisk påvirkning er vanskelig å bestemme, og kan ha stor påvirkning på stabilitetsvurderingen. Regelverket er ikke konsistent på hvordan seismisk påvirkning bestemmes (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2023). Seismisk påvirkning bestemmes ulikt for likevektsberegning med partialfaktormetoden som kan gjøres ved tradisjonell beregning, beskrevet i Kapittel 4.3.4, likevektsberegning med partialfaktormetoden i programvaren RocPlane og numerisk modellering i RS2.

Standard Norge (2014b) og Statens Vegvesen (2017) beskriver den seismiske påvirkningen med ekvivalente horisontale og vertikale laster, ved å benytte horisontale og vertikale seismiske lastkoeffisienter, k_h og k_v . Ved Formel 7.1 og 7.2 kan disse beregnes, der α er forholdet mellom den dimensjonerende grunnakselerasjonen på grunntype A (berg som grunnforhold), a_g , og tyngdeakselerasjonen g . S er forsterkningsfaktor, og r er en faktor som varierer mellom 1.0 og 2.0 avhengig av antatt forskyvning under seismisk påvirkning (Isaksen 2022).

$$k_h = \alpha S / r \quad (7.1) \quad k_v = \pm 0.33 k_h \quad (7.2)$$

α kan beregnes ved Formel 7.3 og den dimensjonerende grunnakserelasjonen, a_g , ved Formel 7.4. a_{gR} er berggrunnens referansespissverdi og γ_l partialfaktoren for seismisk

akselerasjon (Standard Norge 2014b; Statens Vegvesen 2017). I Tabell 7.1 i Standard Norge (2014a) er a_{gR} presentert for alle kommuner i Norge. Forsterkningsfaktoren S for grunntype A er lik 1.0 (Isaksen 2022; Statens Vegvesen 2023). Den nyeste versjonen av veileder N-V225 Bergskjæringer fra Statens Vegvesen (2023) beskriver at partialfaktoren for seismisk akselerasjon, γ_l , er avhengig av hvilken konstruksjon det er snakk om. Videre er det påpekt at bergskjæringer ikke er blant konstruksjonene som er listet opp, men at det utfra en vurdering av andre konstruksjoner som er listet opp, kan partialfaktoren for seismisk akselerasjon settes til 1.25 eller 1.70. For å analysere konservativt brukes partialfaktor 1.70.

$$\alpha = a_g/g \quad (7.3) \quad a_g = \gamma_l \cdot a_{gR} \quad (7.4)$$

I RS2 kan både horisontal og vertikal seismisk koeffisient legges inn, ved å benytte Formel 7.1 og 7.2. Ved beregning med referansespissverdien for Heim Kommune ($a_{gR} = 0.25$) og partialfaktor for seismisk akselerasjon $\gamma_l = 1.7$ blir horisontal seismisk koeffisient estimert til å være $k_h \approx 0.05$. Vertikal seismisk koeffisient er estimert til å være $k_v \approx 0.02$. Videre beskrives koeffisientene med fortegn for å retningsbestemme den seismiske påvirkningen. Horisontal seismisk koeffisient er positiv til høyre, og vertikal seismisk koeffisient er positiv oppover. I Kapittel 4.3 viser Figur 4.2 at den seismiske kraften virker vinkelrett på tyngdekraften, og ut av skjæringsvegg (ut mot vegen). Bergskjæring B25 er høyre skjæringsvegg, og den horisontale seismiske kraften virker dermed til venstre (negativt fortegn).

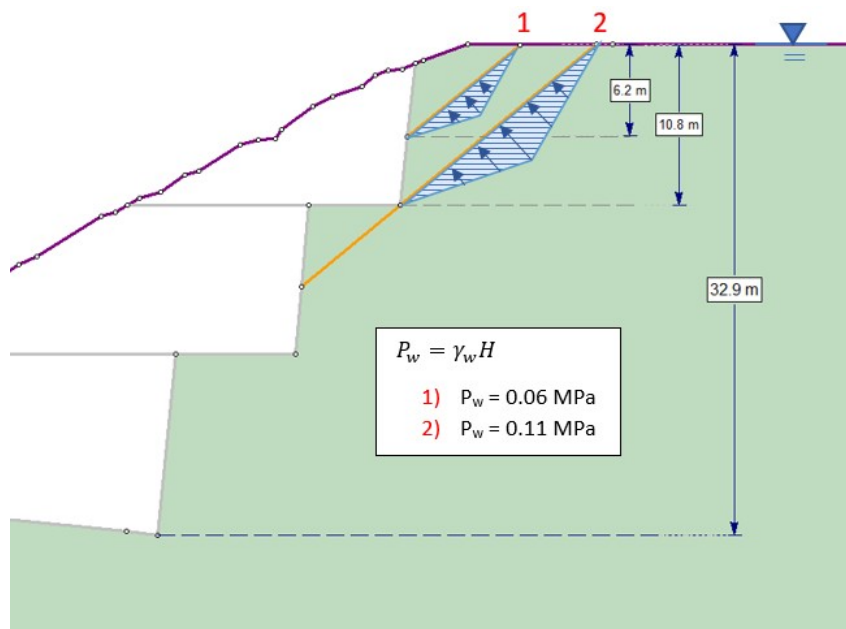
Seismisk koeffisient, a , i horisontal retning må defineres i RocPlane, og beregnes ved Formel 7.5 (Rocscience Inc. 2023c). Ved å benytte referansespissveriden, a_{gR} for Heim kommune blir seismisk koeffisient $a \approx 0.0127$. Ved beregning i RocPlane samsvarer denne verdien for seismisk kraft med metoden som er beskrevet av Statens Vegvesen (2023) i Kapittel 4.3.4.

$$a = \frac{0.5 \cdot a_{gR}}{g} \quad (7.5)$$

Statens Vegvesen (2023) påpeker at seismisk påvirkning kan neglisjeres i stabilitetsvurderinger i noen tilfeller, der skjæringen defineres som seismisk klasse IIIa (eller lavere). Blant annet dersom $a_g \cdot S_f \leq 0.5m/s^2$.

7.1.3 Vanntrykk

Figur 7.2 viser hvordan grunnvann (porevannstrykk) kan tenkes å opptre langs bergskjæringen. Fra tverrfaglig 3D-modell og analyse av kart kan det fastslås at grunnvannsnivået er over skjæringen. Case 1 viser en sprekk som drenerer relativt høyt opp i skjæringen og vil skape et lavere vanntrykk, mens case 2 viser en sprekk som drenerer lavere i skjæringen og vil skape et høyere vanntrykk. Under feltobservasjoner, beskrevet i Kapittel 6.2.1 er sprekkavstanden for sprekkesett SF mellom 0.2 – 2 meter og utholdenhet på 0.5 – 40 meter. Det er dermed antatt at case 2 for denne skjæringen vil være en «verst tenkelige situasjon». I RS2 kan porevannstrykk legges inn, og blir i denne oppgaven lagt inn mellom 0 – 0.11 MPa, der 0 MPa er ingen porevannstrykk, 0.6 MPa ansett som «lavt porevannstrykk» og 0.11 MPa som «høyt porevannstrykk».



Figur 7.2: Figur lagd i RS2 av antatt (1) «best tenkelige situasjon» og (2) «verst tenkelige situasjon» for sprekkevanntrykk i bergskjæringen.

I RocPlane kan vanntrykket legges inn med ulike vanntrykksmodeller. I denne oppgaven er vanntrykket lagt inn som «peak pressure - mid height». Denne metoden for å beskrive vanntrykk er anbefalt for likevektsberegning av Statens Vegvesen (2023), som beskrives i Kapittel 4.3.3. Deretter må prosent fylt bestemmes fra 0 – 100%. Vannprosent fylt skal være 100% ved likevektsberegning, for å analysere for verst tenkelige situasjon.

7.2 Kinematisk analyse

Kinematisk analyse er utført for bergskjæring Haltbakken B25 i programvaren Dips fra Rocscience Inc. Som beskrevet i Kapittel 6.2.1 er alle sprekkeregistreringer fra skjæring B19, B21 og B25 sammenfattet. Dette er gjort da registreringene samsvarte, og på den måten få et større datagrunnlag å utføre analysen på. Analysen har som mål å identifisere hvilke utglidningsmekanismer som er kritisk for skjæringen. Når utglidningsmekanismene er identifisert kan mer detaljert stabilitetsvurderinger gjøres gjennom ulike metoder.

Inputparametere i kinematisk analyse er orientering av skjæring og aktiv friksjonsvinkel, φ_k . Aktiv friksjonsvinkel kan beregnes av Formel 4.13, ved å benytte Barton-Bandis kriteriet. Alle parametere i denne formelen er kjent fra felt- og laboratorieundersøkelser, utenom normalspenningen, σ_n . Normalspenningen kan beregnes ved Formel 4.14, og varierer med geometrien på potensielt ustabile blokker. Ved å beregne for flere ulike størrelser av blokker som potensielt kan være ustabile i bergskjæring B25 (totalhøyde = 30 meter, pallhøyde ≤ 10 meter), varierte normalspenningen fra 0.01 MPa til 0.04 MPa. Dette tilsvarer en aktiv friksjonsvinkel $\varphi_k = 34\text{-}37^\circ$. Benytter den laveste verdien i kinematisk analyse, for å analysere for «verst tenkelig situasjon».

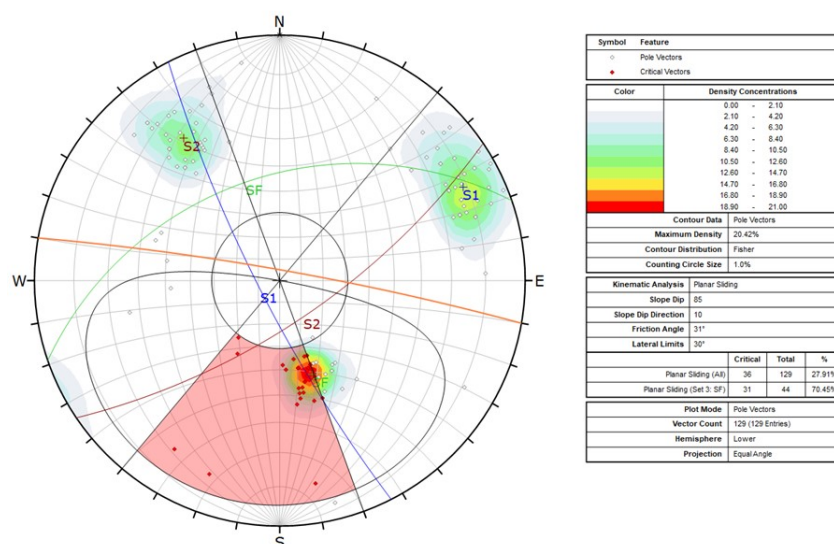
Velger å analysere med lateral limit (sidegrenser) lik 30° . Denne vinkelen beskriver vinkelen mellom fallretning til en potensiell sprekk og fallretning til bergskjæring (Rocscience Inc. 2023b). Wyllie og Mah (2004) beskriver at plan utglidning typisk oppstår bare dersom fallretningen til et plan er innenfor et visst vinkelområde av bergskjæringens fallretning, som i Kapittel 3.1.1 er beskrevet til å være 20° . På en annen side nevner Domaas og Grimstad (2014) at «tommelfingerreglen» om at fallvinkelen til glideflaten ikke kan avvike med mer enn 20° , ikke bør tas for bokstavelig. I følge Rocscience Inc. (2023b) er det vanlig å sette lateral limits til $20\text{-}30^\circ$ ved kinematisk analyse. Basert på denne informasjonen er det valgt å sette lateral limits til 30° , for å analysere for et større grenseområde (Isaksen 2022). Kinematisk analyse utføres med følgende inputparametere:

- Fallretning: $10\text{-}15^\circ$
- Fallvinkel: 85°
- Aktiv friksjonsvinkel (φ_k): 34°
- Lateral limits: 30°

Kinematisk analyse i Dips er utført for utglidningsmekanismene *plan utglidning*, *kileutglidning* og *fleksurell utvelting*, og resultatene er presentert i Tabell 7.1.

Tabell 7.1: Resultater fra kinematisk analyse. Orienteringen er gitt i fallretning/fall [°], og utglidningsmekanismene er gitt i prosent av kritiske skjæringspunkt.

| Kritisk sprekkeseett | Orientering av bergskjæring | Plan utglidning | Kile-utglidning | Utvelting (flexural) |
|----------------------|-----------------------------|-----------------|-----------------|----------------------|
| SF | 010/85 | 70.45% | | |
| | 015/85 | 34.09 % | | |
| S1 og SF | 010/85 | | 37.75% | |
| | 015/85 | | 37.02 % | |
| S2 | 010/85 | | | 9.38% |
| S1 | 015/85 | | | 2.70% |



Figur 7.3: Kinematisk analyse i Dips av planutglidning langs sprekkeseett SF. Orientering av skjæringsvegg lik 010°.

Området fra profilnummer 9600-9650 med orientering 010° vil ha størst utfordringer knyttet til alle tre utglidningsmekanismer, spesielt plan utglidning langs foliasjonssprekk SF der 70.45% av polene havner innenfor det kritiske området. Kileutglidning mellom sprekkeseett S1 og SF vil ha omtrent like mange poler innenfor det kritiske området langs hele skjæringen. Figur 7.3 viser stereografisk projeksjon ved kinematisk analyse i Dips for plan utglidning. Stereografisk projeksjon av alle utglidningsmekanismene er i Vedlegg C.

7.3 Vurdering av inputparametere i RocPlane

I programvaren RocPlane fra Rocscience Inc. kan sensitivitetsanalyse utføres ved å plote parametere på et intervall mot sikkerhetsfaktor. På denne måten kan parameteranalyse utføres ved å se på hvor stor effekt parameterne har på sikkerhetsfaktoren og dermed stabiliteten. RocPlane modellerer for plan utglidning, og Barton-Bandis er brukt som bruddkriterium.

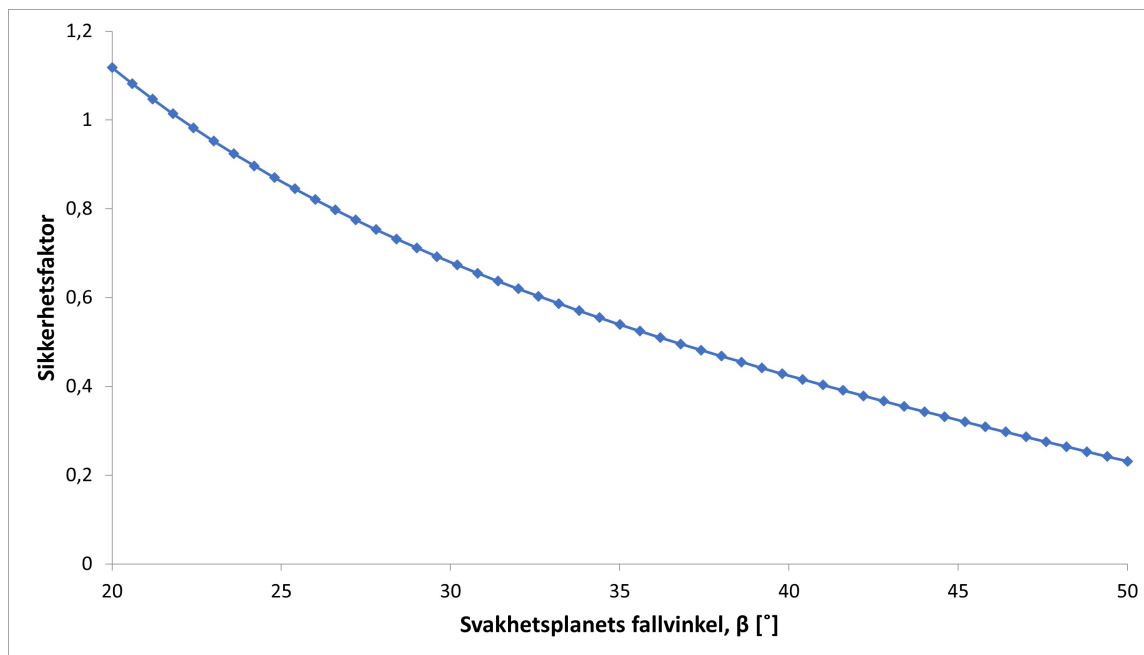
Inngangsparametere i RocPlane som holdes konstant når sensitivitetsanalyse blir utført på enkelte parametere vises i Tabell 7.2.

Tabell 7.2: Inputparametere for likevektsberegning av plan utglidning langs sprekkesett SF i RocPlane

| Parameter | Enhet | Verdi | Bestemmes ved |
|--|----------|--------|----------------|
| Geometri | | | |
| Tyngdetetthet, γ_r | kN/m^3 | 28 | Kapittel 6.1.1 |
| Skjæringsflatens fallvinkel, θ | ° | 84 | Kapittel 5 |
| Svakhetsplanets høyde, H | m | 7 | |
| Svakhetsplanets fallvinkel, β | ° | 41 | Kapittel 6.2.1 |
| Styrkeparametere med Barton-Bandis bruddkriterium | | | |
| JRC | | 2 | Kapittel 6.2.2 |
| JCS | kPa | 63 000 | Kapittel 6.2.3 |
| Residual friksjonsvinkel, ϕ_r | ° | 28 | Kapittel 6.1.5 |
| Seismisk kraft | | | |
| Seismic Coefficient (horizontal), k_h | | 0.0127 | Kapittel 7.1.2 |
| Vanntrykk | | | |
| Tyngdetetthet vann, γ_w | kN/m^3 | 9.81 | RocPlane |
| Prosent vannfylt | % | 100 | Kapittel 7.1.3 |

7.3.1 Svakhetsplanets fallvinkel

Under feltkartlegging ble det gjort flere strøk- og fallmålinger av sprekkesettene, og som beskrevet i Kapittel 6.2 har foliasjonssprekk SF en fallvinkel med variasjon på $35 \pm 15^\circ$. Det er utført en sensitivitetsanalyse av fallvinkel for sprekkesett SF i RocPlane fra Rocscience Inc. for å se hvordan orienteringen av foliasjonssprekken påvirker stabiliteten ved plan utglidning. Fallvinkel mot sikkerhetsfaktor er plottet og vist i Figur 7.4.

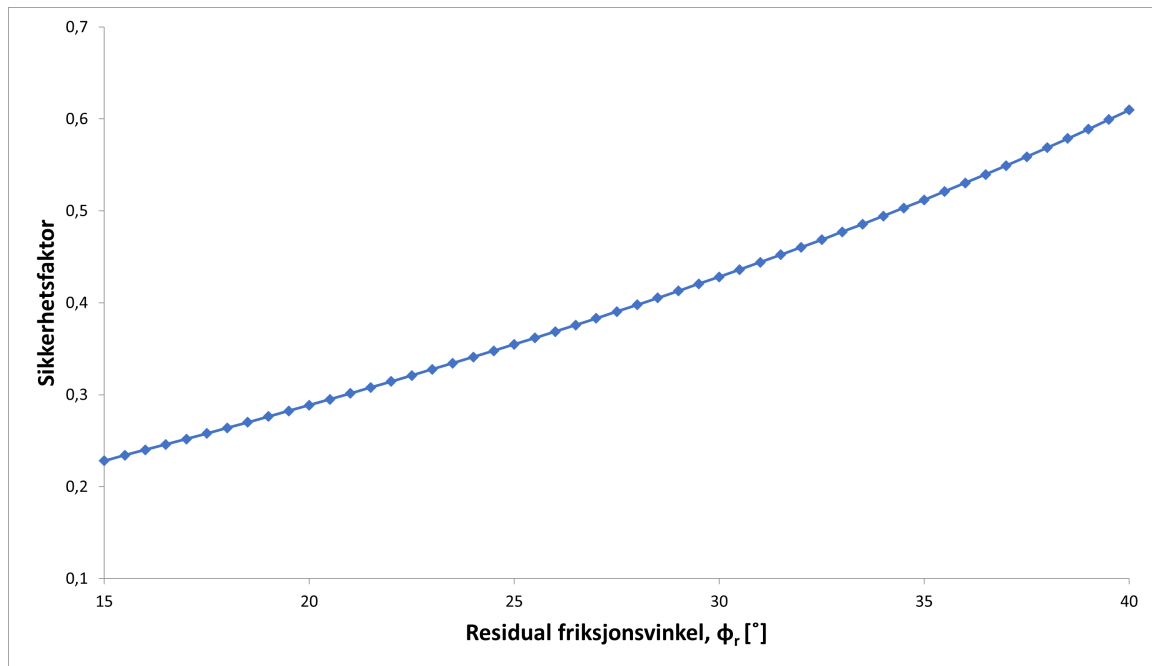


Figur 7.4: Sensitivitetsanalyse i RocPlane fra Rocscience Inc. Svakhetsplanets fallvinkel, β , plottet mot sikkerhetsfaktor.

Plottet viser en variasjon i sikkerhetsfaktor fra 0.2-1.1 når svakhetsplanets fallvinkel varierer fra 20-50°. Kun blokker med fallvinkler $< 22^\circ$ anses som stabil. Av sensitivitetsanalyse kan det fastslås at svakhetsplanets fallvinkel har stor innflytelse på stabiliteten av bergskjæringer.

7.3.2 Friksjonsvinkel

Basis friksjonsvinkel ble testet på laboratoriet ved tilt-test, som beskrevet i Kapittel 6.1.5. Residual friksjonsvinkel beregnes utfra estimert basis friksjonsvinkel, og ble vurdert til å ha en gjennomsnittsverdi $\phi_r = 28^\circ$. Sensitivitetsanalyse av residual friksjonsvinkel på intervallet $15\text{-}40^\circ$ plottet mot sikkerhetsfaktor i RocPlane er presentert i Figur 7.5.

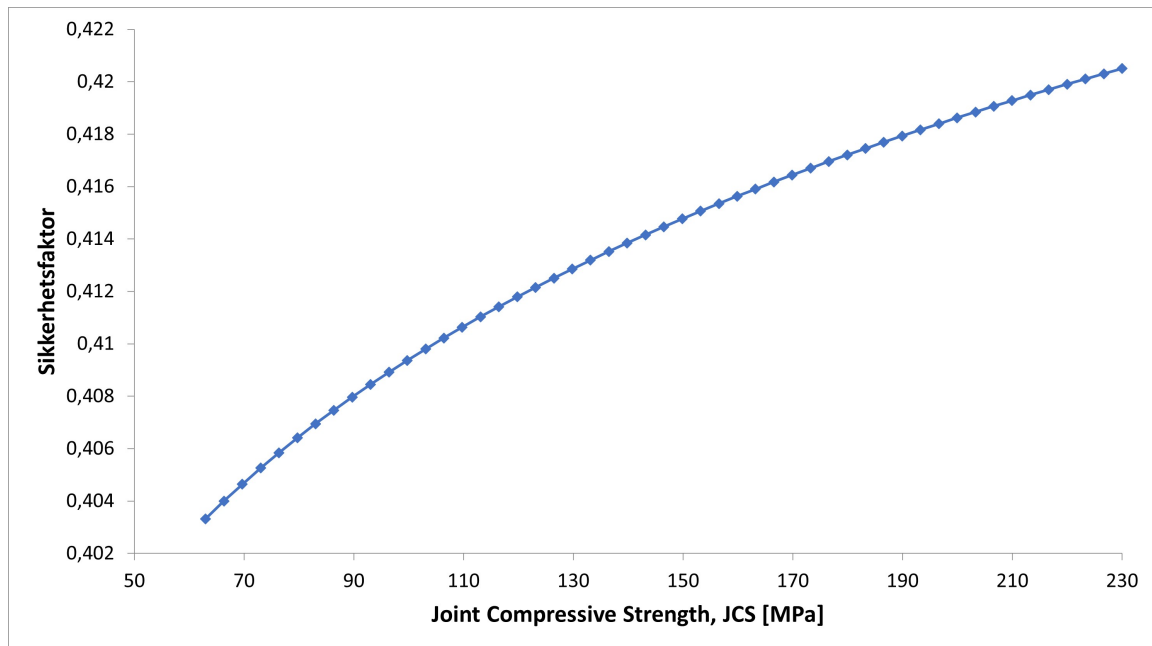


Figur 7.5: Sensitivitetsanalyse i RocPlane fra Rocscience Inc. Residual friksjonsvinkel, ϕ_r , plottet mot sikkerhetsfaktor.

Plottet viser at variasjon i residual friksjonsvinkelen har relativt stor effekt på sikkerhetsfaktoren. Ved økende residual friksjonsvinkel øker sikkerhetsfaktoren. På det utprøvde intervallet varierer sikkerhetsfaktoren fra 0.23-0.60.

7.3.3 Joint Compressive Strength

Figur 7.6 viser et plot av sikkerhetsfaktor mot JCS [MPa] i RocPlane av en potensiell ustabil blokk langs foliasjonssprekk SF. Som presentert i Kapittel 6.2.3 ble bergmassestyrken (σ_{cm}) estimert til å være 63 MPa. Med bruk av Schmidt-hammer ved feltkartlegging ble JCS-verdier for sprekkeseff SF estimert til å variere mellom 110 – 230 MPa. Sensitivitetsanalyse er derfor utført for JCS-verdier fra 63 – 230 MPa, og presenteres i Figur 7.6.

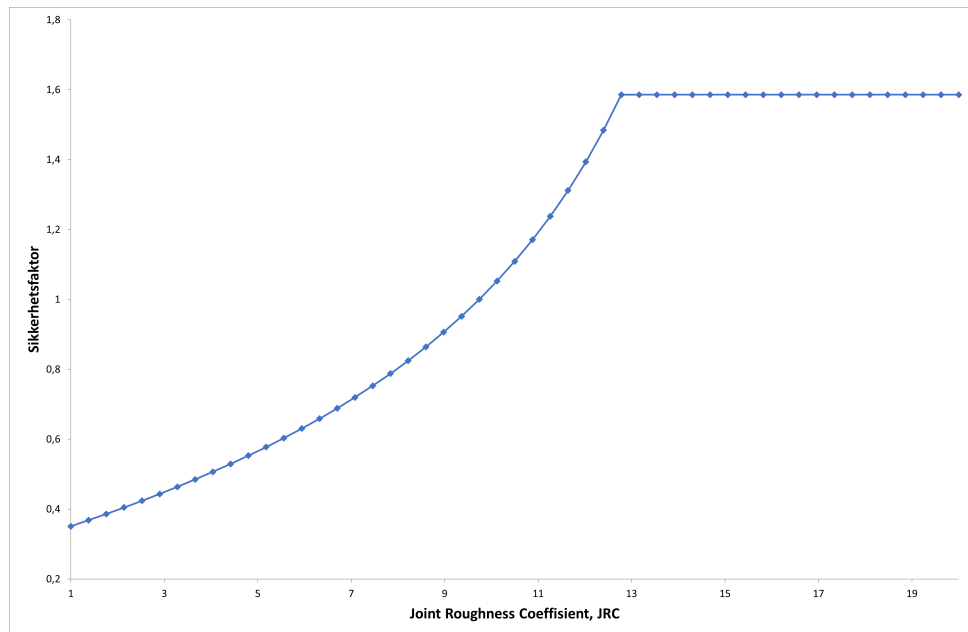


Figur 7.6: Sensitivitetsanalyse i RocPlane fra Rocscience Inc. Joint Compressive Strength, JCS, plottet mot sikkerhetsfaktor.

Sensitivitetsanalysen viser liten endring i sikkerhetsfaktor på intervallet $JCS = 63 - 230$ MPa. Sikkerhetsfaktoren varierer kun med 0.016.

7.3.4 Joint Roughness Coefficient

Joint Roughness Coefficient (JRC) er plottet mot sikkerhetsfaktor, og resultatet vises i Figur 7.7. JRC er en koeffisient fra 0-20 som beskriver sprekkenes ruhet, fra å være plan og glatt (JRC=0) til å være bølgete og ru (JRC=20). JRC ble estimert til å være lik 2 for sprekkesett SF ved feltkartlegging.

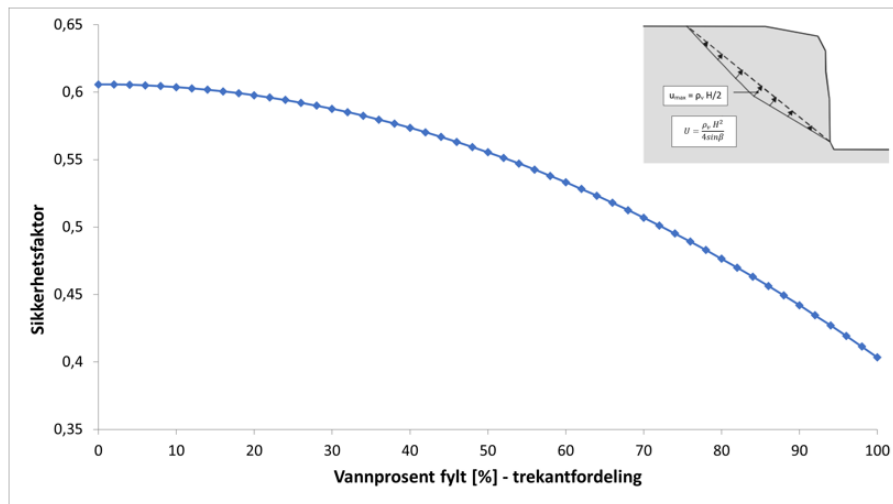


Figur 7.7: Sensitivitetsanalyse i RocPlane fra Rocscience Inc. Joint Roughness Coefficient, JRC, plottet mot sikkerhetsfaktor.

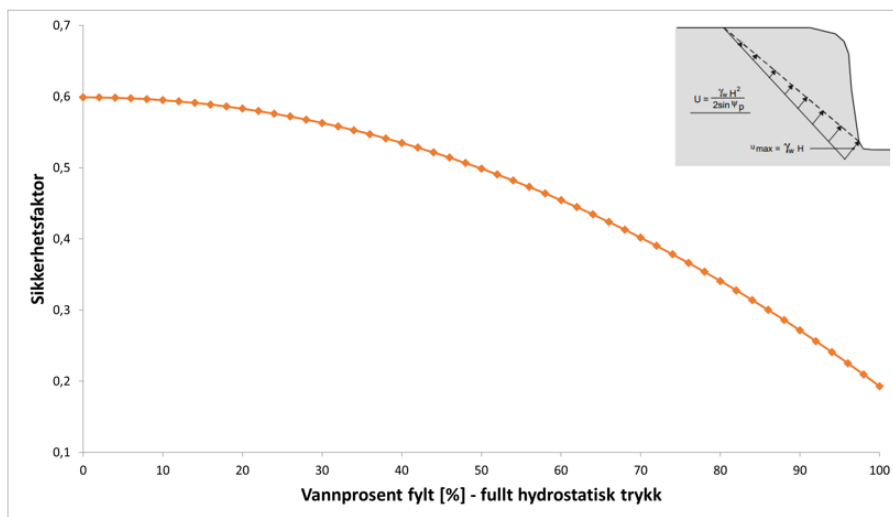
Plottet viser stor variasjon i sikkerhetsfaktor ved varierende JRC-verdi, som betyr at sprekkeflatens ruhet har stor betydning for stabiliteten. Når $JRC \geq 13$ flater kurven ut og sikkerhetsfaktoren er den samme, som sannsynligvis er en svakhet med programvaren RocPlane, og blir diskutert nærmere i Kapittel 9. Når $JRC < 13$ synker sikkerhetsfaktoren betraktelig for synkende JRC-verdier. Sprekkeflater med JRC-verdier under 10 anses som ustabil.

7.3.5 Vanntrykk

Som beskrevet i Kapittel 4.3.3 anbefales det å bruke en trekantfordeling av vanntrykket, som om det stiger fra null i toppen av sprekken til en maksverdi på midten og ned til null igjen ved utgående på sprekken i front av skjæringen, i henhold til Statens Vegvesen (2023). Analysen gjøres ved å se på vannprosent fylt fra 0-100% plottet mot sikkerhetsfaktor, og presenteres i Figur 7.8a. Sikkerhetsfaktoren er høyest (0.6) ved 0% vannfylt og synker til 0.4 ved 100% vannfylt, ved trekantfordelt vanntrykksmodell.



(a) Trekantfordeling.



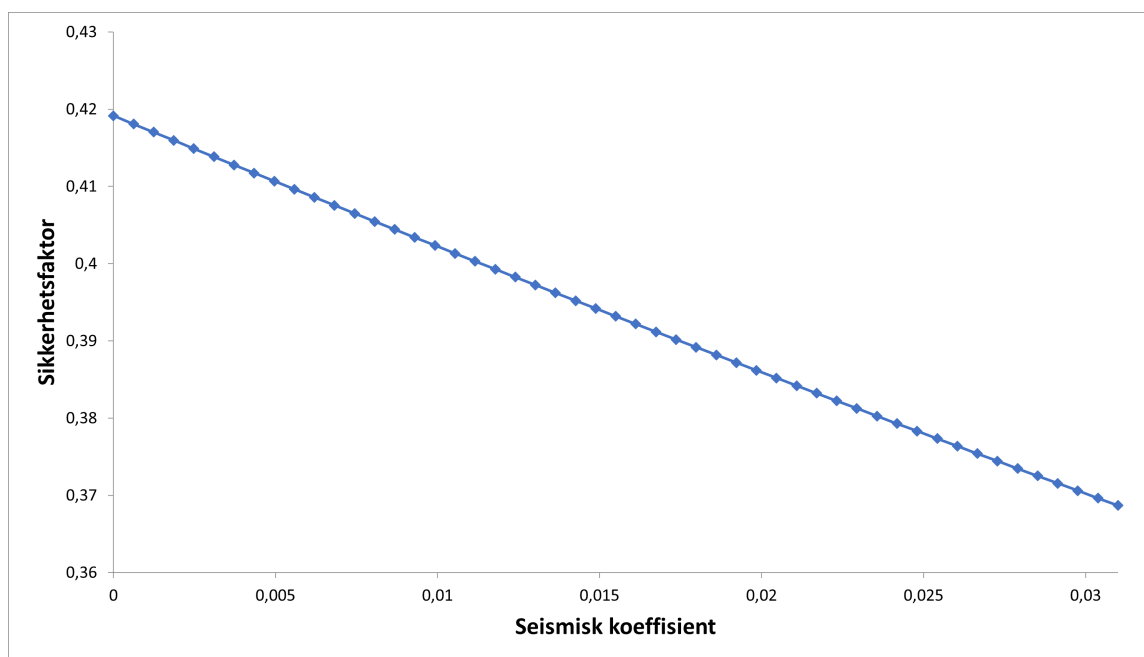
(b) Fullt hydrostatisk trykk.

Figur 7.8: Sensitivitetsanalyse i RocPlane fra Rocscience Inc. Vannprosent fylt plottet mot sikkerhetsfaktor.

For å sammenligne med en annen vanntrykksmodell, er det utført en sensitivitetsanalyse der vanntrykket har sin maksverdi ved foten av sprekkeflaten (fullt hydrostatisk trykk), som vist i Figur 7.8b. Ved 100% vannfylt for denne vanntrykksmodellen er sikkerhetsfaktoren 0.2, som er en del lavere enn for 100% vannfylt med trekantfordelt vanntrykksmodell.

7.3.6 Seismisk påvirkning

Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon, a_{gR} , varierer fra $0.2 - 0.6 \text{ m/s}^2$ i Norge, som tilsvarer seismisk koeffisient, $a = 0.010 - 0.031$, i RocPlane. I Kapittel 7.1.2 er det nevnt at seismisk påvirkning kan neglisjeres for bergskjæringer i noen tilfeller. Blant annet dersom bergskjæringen går under seismisk klasse IIIa (eller lavere) og $a_g \cdot S_f \leq 0.5 \text{ m/s}^2$, i følge Statens Vegvesen (2023). For Heim kommune er $a_g \cdot S_f = 0.425$. Det er derfor valgt å utføre stabilitetsanalyse for seismisk koeffisient, $a = 0 - 0.031$.

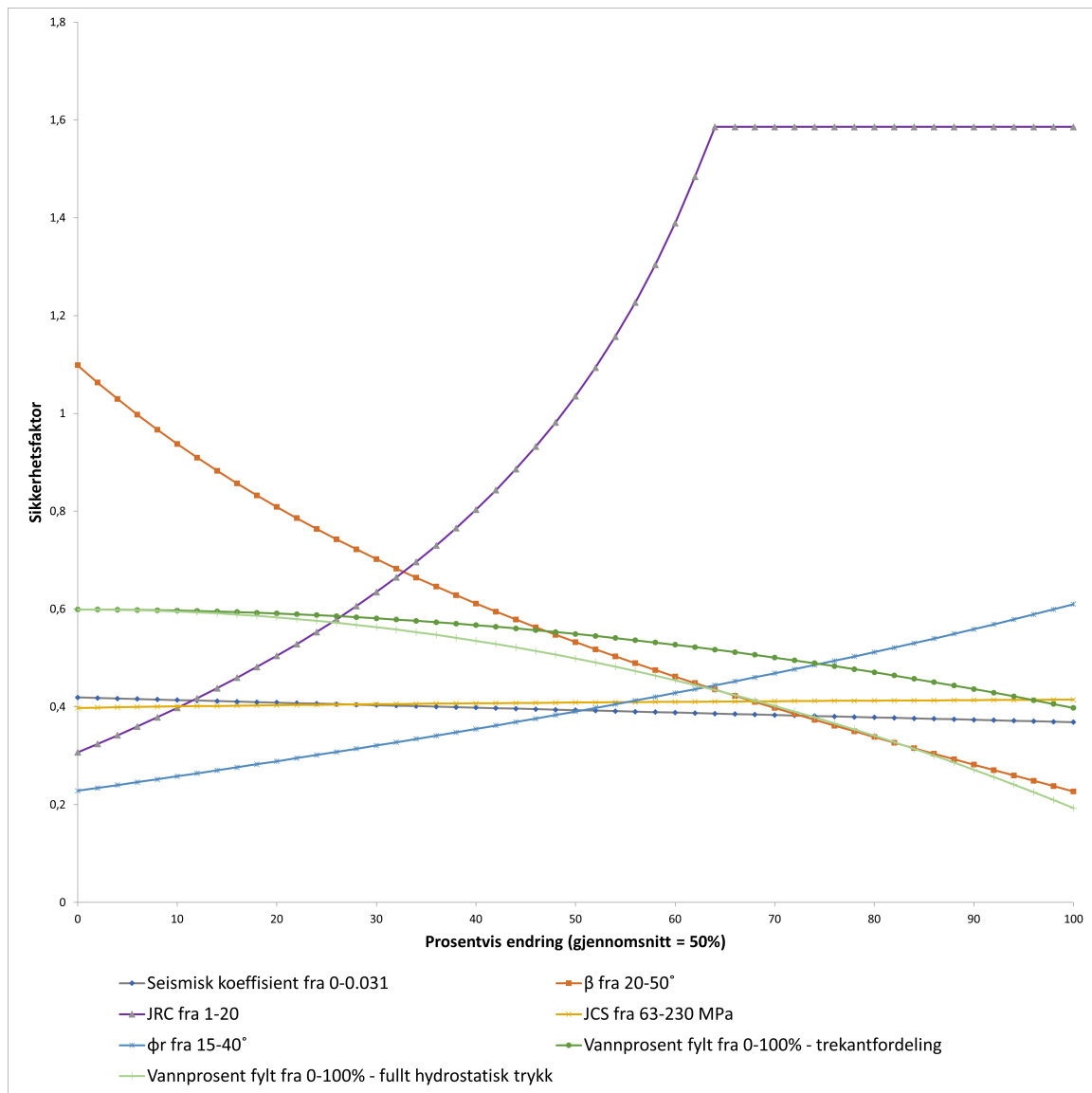


Figur 7.9: Sensitivitetsanalyse i RocPlane fra Rocscience Inc. Seismisk koeffisient plottet mot sikkerhetsfaktor.

I Figur 7.9 er seismisk koeffisient (i horisontal retning) plottet mot sikkerhetsfaktor. Sikkerhetsfaktoren endres fra 0.42 til 0.37 med økende seismisk påvirkning, som betyr at seismisk påvirkning ikke har stor innflytelse på stabilitetsvurderingen.

7.3.7 Oppsummering av sensitivitetsanalyse i RocPlane

I Figur 7.10 er alle parametere som er vurdert i sensitivitetsanalysen i RocPlane plottet med prosentvis endring mot sikkerhetsfaktor.



Figur 7.10: Samlet resultat fra sensitivitetsanalyse i RocPlane fra Rocscience Inc. Alle parametere mot sikkerhetsfaktor.

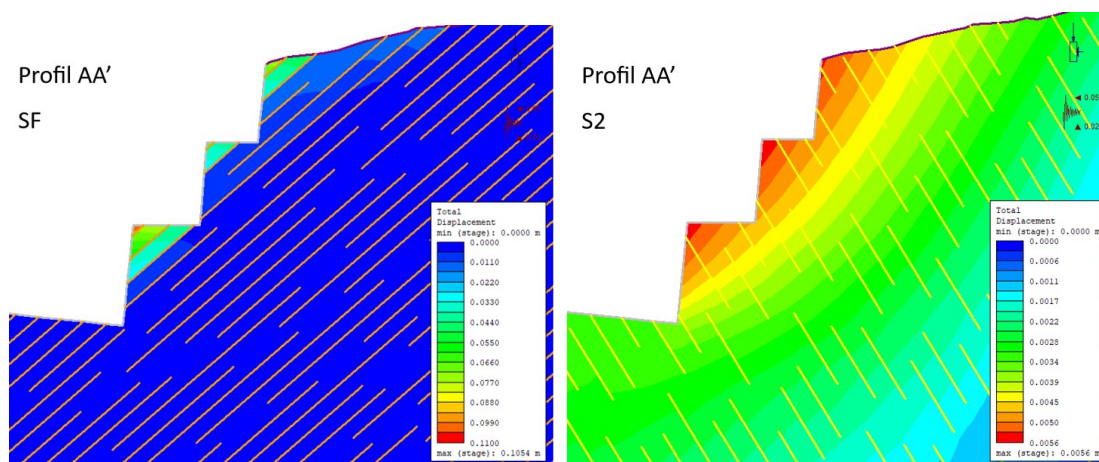
Det er tydelig at parameterne JRC, svakhetsplanets fallvinkel og friksjonsvinkel har stor betydning for stabiliteten av bergskjæring Haltbakken B25, samt vanntrykk med vanntrykkmodell «fullt hydrostatisk trykk».

7.4 Vurdering av inputparametere i RS2

En vurdering av inputparametere er gjort i RS2 fra Rocscience Inc. for sprekkesett SF og S2, samt vanntrykk og seismisk påvirkning. Sprekkesett S1 har fallretning omtrent vinkelrett på skjæringsveggen ved profilnummer 9600-9700, og er dermed parallell med 2D-profilet som modelleres i RS2. Derfor er sprekkesett S1 utelatt fra analyser i RS2.

7.4.1 Sprekkesett

I RS2 ble skjæringsmodellen analysert separat med sprekkesett S1 og sprekkesett SF, for å se hvor mye sprekkesett S1 utgjør for deformasjonen, da dette sprekkesettet faller sørover (bort fra vegen). Figur 7.11 viser deformasjonen i RS2 for sprekkesettene separat.



Figur 7.11: Sensitivitetsanalyse for å se effekten av sprekkesett SF og S2 for profil AA'.

Maksimum deformasjon for sprekkesett SF er lik 10.54 cm, og for sprekkesett S2 lik 0.56 cm. Det er dermed tydelig at det er sprekkesett SF som har størst effekt på deformasjonen, i RS2. I felt ble det observert at foliasjonssprekk SF går ut i dagen både på skjæringstopp og i skjæringsvegg, som er en faktor som gjør sprekkesett SF kritisk for stabiliteten.

7.4.2 Vanntrykk og seismisk påvirkning

På lik linje med sensitivitetsanalysen av seismisk påvirkning i RocPlane, blir sensitivitetsanalyse i RS2 utført både med og uten seismisk påvirkning. Analysen er gjort men kun sprekkeseett SF tilstede, da plan utglidning er utglidningsmekanismen som er mest kritisk for bergskjæring Haltbakken B25.

Effekten av porevannstrykk og seismisk påvirkning på stabiliteten i bergskjæring Haltbakken B25 er undersøkt gjennom en sensitivitetsanalyse i RS2 med følgende betingelser:

- Porevannstrykk (PWP)
 - Høyt PWP = 0.11 MPa
 - Lavt PWP = 0.06 MPa
- Seismisk påvirkning (seismic load coefficient)
 - Horizontal = -0.05
 - Vertical = 0.02

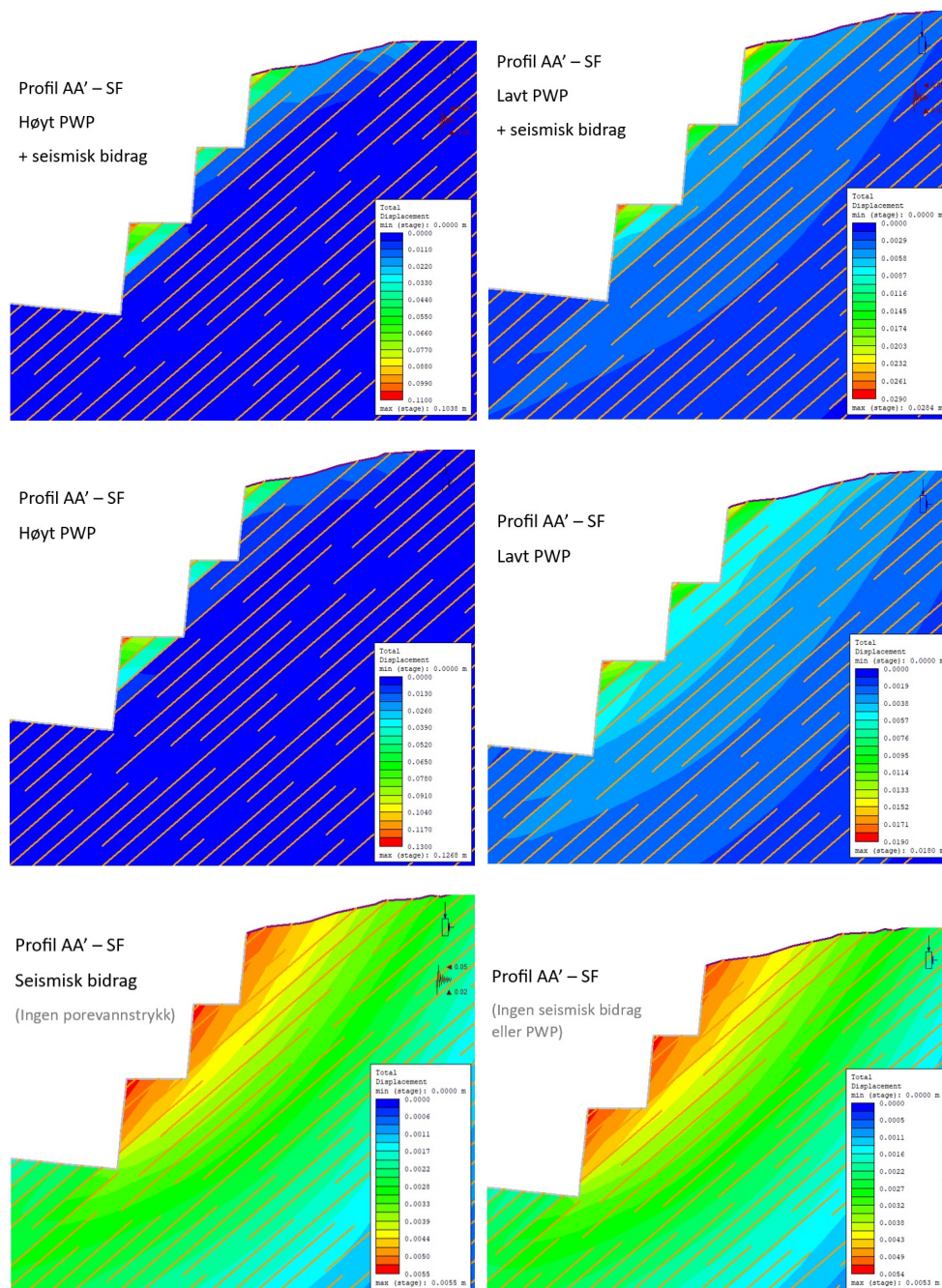
Figur 7.12 og Tabell 7.3 viser resultater fra sensitivitetsanalysen med ulike kombinasjoner av høyt/lavt porevannstrykk og seismisk påvirkning, ved å se på endring i maksimum total displacement (maksimum deformasjon).

Tabell 7.3: Maks. total displacement ved sensitivitetsanalyse av vanntrykk og seismisk påvirkning.

| Analyse med... | Maks. total displacement [cm] |
|-------------------------------------|-------------------------------|
| høyt PWP og seismisk påvirkning | 10.38 |
| lavt PWP og seismisk påvirkning | 2.84 |
| høyt PWP | 12.68 |
| lavt PWP | 1.80 |
| seismisk påvirkning | 0.55 |
| ingen seismisk påvirkning eller PWP | 0.53 |

Endring i porevannstrykk har stor effekt på deformasjonen i RS2. Ved høyt porevannstrykk blir deformasjonen 12.68 cm, til sammenligning når porevannstrykk ikke er tilstede blir deformasjonen 0.53 cm. Et interessant funn er at seismisk påvirkning sammen med

høyt porevannstrykk utgjør en liten reduksjon i deformasjon, sammenlignet med analyse med kun høyt porevannstrykk. Ved lavt porevannstrykk sammen med seismisk bidrag er det en økning i deformasjon, sammenlignet med analyse der kun lavt porevannstrykk er tilstede.

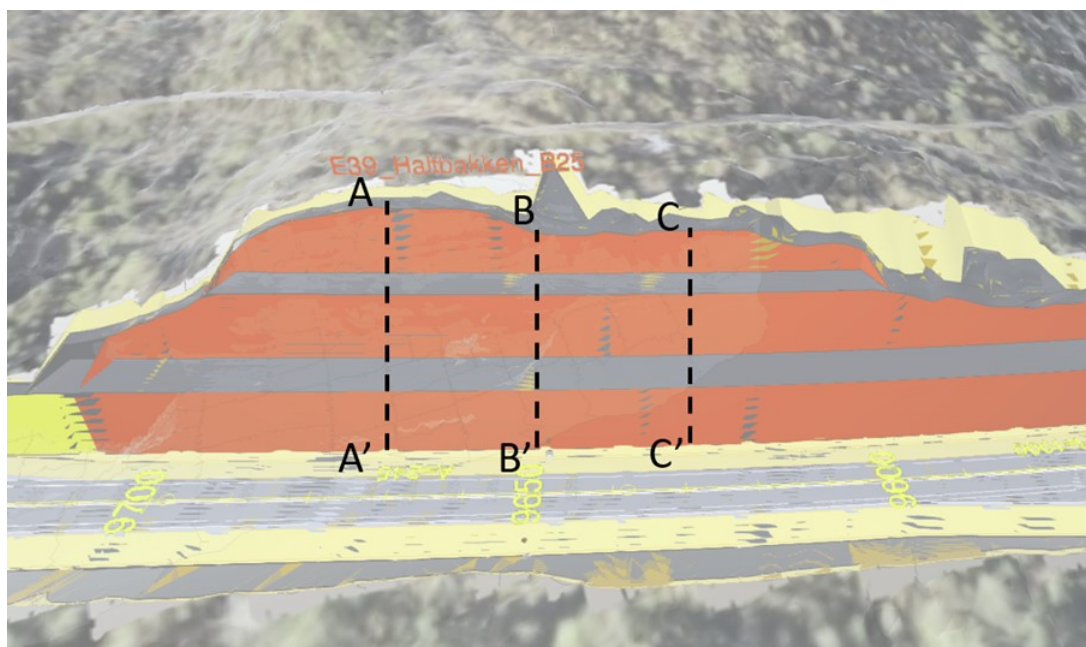


Figur 7.12: Sensitivitetsanalyse for å se effekten av porevannstrykk og seismisk bidrag.

8 Stabilitetsanalyse og resultater

Dette kapitlet presenterer analyse og resultater av ulike metoder for stabilitetsvurderinger av bergskjæring Haltbakken B25. Utførte analyser er Q-slope metoden, likevektsberegning med partialfaktormetoden og numerisk modellering i RS2.

Basert på sensitivitetsanalyse av sprekkesett i RS2, kinematisk analyse og feltkartlegging er plan utglidning vurdert til å være den utglidningsmekanismen som er mest kritisk for skjæringen. Dermed er oppgaven videre begrenset til å utføre stabilitetsvurdering med fokus på plan utglidning som utglidningsmekanisme. Vurderinger er utført ved tre tverrsnittprofiler langs bergskjæring Haltbakken B25, profil AA', BB' og CC', som vist i Figur 8.1.



Figur 8.1: Profil AA' er ved profilnummer 9670. Profil BB' ved profilnummer 9650 og profil CC' ved profilnummer 9630.

8.1 Vurdering av stabiliteten med Q-slope

Kartlegging og vurdering av Q-slope er utført for plan utglidning for profil AA', BB' og CC'. Resultatene er presentert i Tabell 8.1. Vurderingen er gjort i henhold til Q-slope metoden av Bar og Barton (2017), og er nærmere beskrevet i Kapittel 4.2. Tabeller som blir brukt i vurderingen er å finne i Vedlegg D. Q-slope beregnes med Formel 4.1, og den største vinkelen skjæringen kan ha for å være stabil uten sikring, β , beregnes ved Formel 4.2.

Tabell 8.1: Klassifisering av Q-slope ved feltkartlegging, plan utglidning.

| | AA' | BB' | CC' |
|------------------|------|------|-------|
| RQD | 80 | 70 | 65-70 |
| J_n | 9 | 9 | 9 |
| J_r | 3 | 3 | 3 |
| J_a | 2 | 2 | 2 |
| O-faktor (set A) | 0.25 | 0.25 | 0.5 |
| J_{wice} | 0.3 | 0.3 | 0.3 |
| SRF _a | 2.5 | 2.5 | 2.5 |
| SRF _b | 2.5 | 2.5 | 2.5 |
| SRF _c | 2 | 2 | 2 |
| Q-slope | 0.4 | 0.35 | 0.65 |
| β | 57° | 56° | 61° |

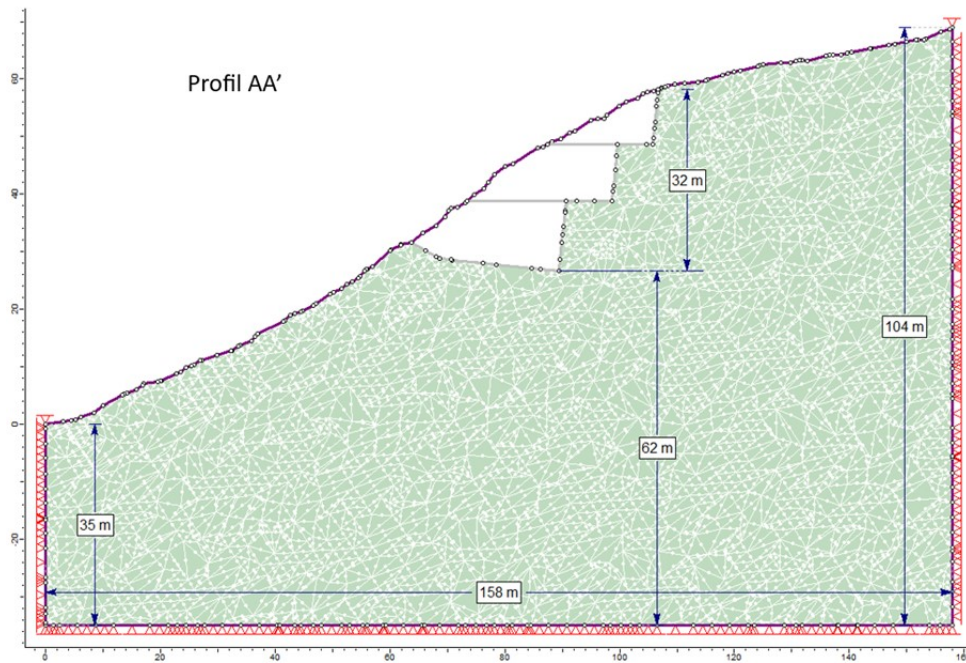
Q-slope metoden indikerer at maksimum skjæringsvinkel skjæringen kan ha for å være stabil uten sikring er henholdsvis 57°, 56° og 61°. Sprekkesett SF faller med vinkel $35 \pm 15^\circ$ i området.

8.2 Stabilitetsanalyse i RS2

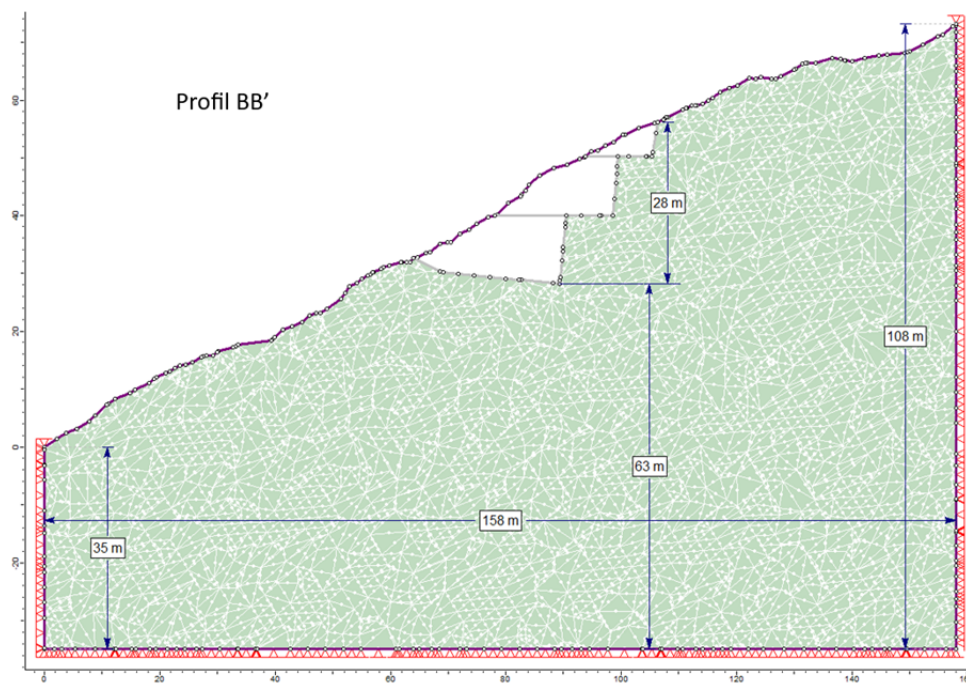
Numerisk modellering med finite element method (FEM) i RS2 fra Rocscience Inc. er brukt for å vurdere stabiliteten til den planlagte bergskjæringen Haltbakken B25 langs E39 Betna-Hestnes. Tre profil (AA', BB' og CC') langs skjæringen er analysert, som vist i Figur 8.1. Profilene er analysert basert på deformasjon (total displacement).

8.2.1 Oppsett av skjæringsmodell

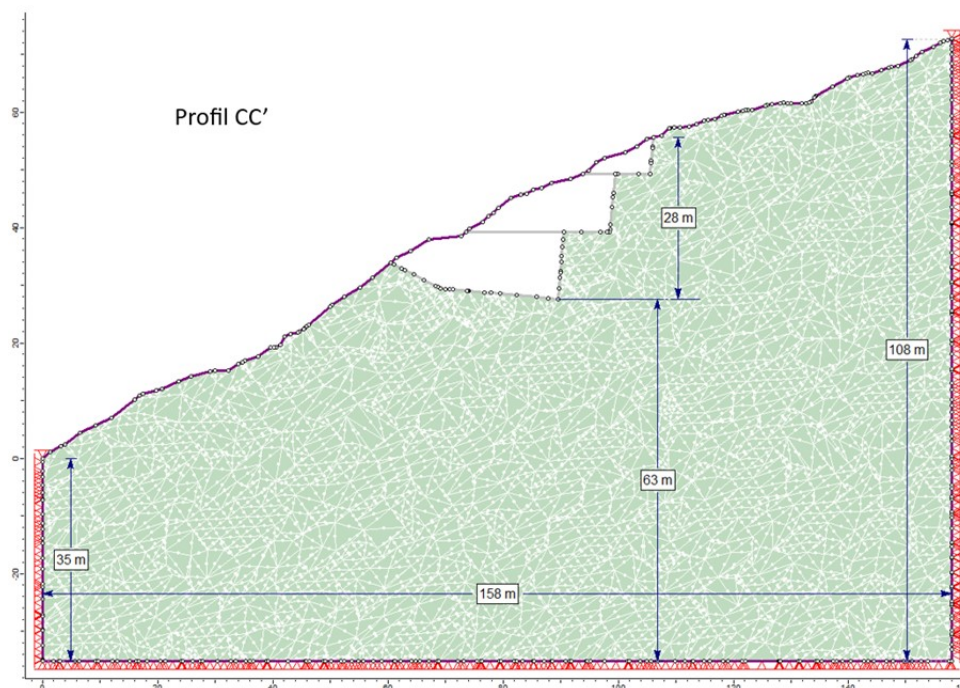
Skjæringsmodellene for profil AA', BB' og CC' er fremstilt i RS2, ved import av terrengdata fra AutoCAD utlevert av Sweco Norge AS. Det utsprengte området, prosjektert med hyller, er også utlevert av Sweco Norge AS, og importert fra AutoCAD til RS2. External boundaries (på norsk: eksterne grenser) i modellene går langs eksisterende terreng på overflaten, og er kuttet slik at modellen har en bredde på 158 meter. Videre er external boundaries valgt til å gå 35 meter ned i y-retning fra laveste punkt av terrenget, som vist i Figur 8.2, 8.3 og 8.4. External boundaries ble valgt i henhold til anbefaling av Wyllie (2018), som Figur 4.6 viser i Kapittel 4.4. Graded 6 noded mesh er valgt for modellene, der default nummer av noder er satt til 100. «Restraining XY» på bunnen og sidene av modellen er valgt som displacement-innstilling. Denne type displacement gjør at modellen ikke kan bevege seg i X og Y-retning. En annen mulighet er å bruke «rollers» på sidene og bunnen av modellen kombinert med «restrain XY» i hjørnene, som lar modellen bevege seg fritt i X-retning. Begge metodene for displacements ble prøvd. Det var omtrent ingen forskjell i deformasjon rundt bergskjæringen ved bruk av kombinasjonen «rollers» og «restrain XY» sammenlignet med å kun bruke «restrain XY», men modellen konvergente mye fortere ved å kun bruke «restrain XY». Dermed ble denne metoden valgt, da external boundaries er lagt tilstrekkelig langt unna selve bergskjæringen. I virkeligheten er det fast berg (bestående av en sterk bergart) videre i terrenget der modellen blir kuttet, som i tillegg er et godt argument for å bruke denne metoden for displacement som ikke beveger seg i X og Y-retning.



Figur 8.2: Oppsett av modell, profil AA', i RS2 fra Rocscience.



Figur 8.3: Oppsett av modell, profil BB', i RS2 fra Rocscience.



Figur 8.4: Oppsett av modell, profil CC', i RS2 fra Rocscience.

8.2.2 Bergartsparemetere

Dette avsnittet er direkte kopiert fra forfatterens prosjektoppgave.

I innledende fase av modelleringen må bergartsparemetere defineres. Tyngdetettheten til bergarten, E-modul (Young's modul) og Poisson's forholdstall er bestemt ved laboratorietesting, og er beskrevet i Kapittel 6.1.2. E-modulen (elastisitetmodulen) som bestemmes i laboratoriet bør erstattes med deformasjonsmodulus (E_m) da bergmassen som helhet ikke oppfører seg elastisk (Palmström og Singh 2001). Formel 8.3 beskriver bestemmelse av deformasjonsmodulus, E_m (Isaksen 2022).

Mohr-Coulomb bruddkriterium er valgt som bruddkriterium for bergarten. Materialet er satt til å oppføre seg plastisk. Verdier for Peak Tensile Strength og Peak Friction Angle er satt i henhold til funn under laboratorieundersøkelser. Resten av verdiene er satt etter anbefaling fra veileder (Personlig kommunikasjon, Professor K.K Panthi, 02.05.2023). Mohr-Coulomb bruddkriterium er beskrevet i Kapittel 2.3.1.

Porevanntrykk for analysen er valgt, etter sensitivitetsanalyse i Kapittel 7.1.3, til å være 0.1 MPa. Verdier som er brukt i analysen er listet opp i Tabell 8.2, med en kolonne som beskriver hvordan parameterne er bestemt.

Tabell 8.2: Parametere for stabilitetsanalyse i RS2.

| Parameter | Enhet | Verdi | Bestemmes ved |
|--|--------------|--------|-------------------------|
| Parametere for bergarten granittisk gneis | | | |
| Tyngdetetthet av bergart, γ | MN/ m^3 | 0.028 | Kapittel 6.1.1 |
| Poisson's forholdstall, ν | | 0.34 | Kapittel 6.1.2 |
| E-modul av intakt berg, E_i | MPa | 54 000 | Kapittel 6.1.2 |
| Styrke til intakt berg, σ_{ci} | MPa | 173 | Kapittel 6.1.2 |
| Bergmassestyrke, σ_{cm} | MPa | 63 | Formel 8.4 |
| Styrkeparametere for granittisk gneis med M-C bruddkriterium (plastisk) | | | |
| Peak Tensile Strength, σ_t | MPa | 9.7 | Kapittel 6.1.3 |
| Peak Friction Angle | ($^\circ$) | 28 | Kapittel 6.1.5 |
| Peak Cohesion, c | MPa | 5 | Anbefaling fra veileder |
| Residual Tensile Strength | MPa | 2 | Anbefaling fra veileder |
| Residual Friction Angle | ($^\circ$) | 15 | Anbefaling fra veileder |
| Residual Cohesion, c | MPa | 0.25 | Anbefaling fra veileder |
| Dilation Angle | ($^\circ$) | 1.5 | Anbefaling fra veileder |
| Hydrauliske egenskaper | | | |
| Porosity Value | | 0 | Anbefaling fra veileder |
| Static Pore Water Pressure | MPa | 0.1 | Kapittel 7.1.3 |

8.2.3 Sprekkeparametere

Sprekkeparametere er modellert basert på Barton-Bandis bruddkriterium i RS2. Parametere som inngår i dette bruddkriteriet er Joint Roughness Coefficient (JRC), Joint Compressive Strength (JCS) og residual friksjonsvinkel (ϕ_r), og er testet ved felt- og laboratorieundersøkelser. JCS-verdien som ble testet i felt er vurdert til å være for høy, mye høyere enn bergmassestyrken, σ_{cm} , som beskrevet i Kapittel 6.2.3. Det ble derfor valgt å bruke $\sigma_{cm} = 63$ MPa som JCS-verdi.

Sprekkene er lagt inn som et nettverk av sprekker i RS2, der orienteringen er satt ved hjelp av trace plane. Ved trace plane blir sprekkenes fall/fallretning satt, og plassert i henhold til orientering av bergskjæringen (varierer langs skjæringen, beskrevet i Kapittel

7.1.1). Fall/fallretning er lagt inn som en gjennomsnittsverdi av målinger gjort under feltkartlegging, presentert i Kapittel 6.2.1. Følgende er brukt ved trace plane i RS2:

- Trace Plane Dip Direction (strøk): 100-110°
- Fall: 45°
- Fallretning: 340°

Endene av sprekkene er satt til å være åpne kun ut i dagen i det utsprengte området. Rocscience Inc. (2023d) beskriver at sprekkene vanligvis settes til å være lukket når sprekken termineres inne i bergmassen, mens sprekkene bør være åpne der sprekken termineres på en fri overflate (utsprengt område, terrenget). Sprekkene som termineres ut i terrenget langt fra det utsprengte området er ikke åpen, da det er stabiliteten i bergskjæringen som skal undersøkes i denne analysen.

Dette avsnittet og påfølgende formler er direkte kopiert fra forfatterens prosjektoppgave. Sprekkenes stivhet er ikke en velkjent parameter, men nødvendig for å definere sprekkeregenskaper i RS2. Normal- og skjærstivheten til sprekker kan estimeres fra E-modul for bergmassen, E-modul for intakt berg og sprekkavstand, som kan bestemmes i laboratoriet og ved feltobservasjoner. Med antagelse om at deformerbarheten til en bergmasse skyldes deformerbarheten til den intakte bergarten og deformerbarheten til sprekkene i bergmassen, kan normalstivheten til sprekkene (k_n) bestemmes ved Formel 8.1. Videre kan skjærstivheten til sprekkene (k_s) bestemmes ved Formel 8.2 (Isaksen 2022; Rocscience Inc. 2023a).

$$k_n = \frac{E_i E_m}{L(E_i - E_m)} \quad (8.1) \quad k_s = \frac{G_i G_m}{L(G_i - G_m)} \quad (8.2)$$

Videre beskrives parameterne som benyttes for å beregne normal- og skjærstivhet i henhold til Panthi (2018) og Panthi og Shrestha (2018) (Isaksen 2022).

$$E_m = E_i \left(\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} \right) \quad (8.3) \quad \sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1.6}}{60} \quad (8.4)$$

$$G_i = \frac{E_i}{2(1 - \nu)} \quad (8.5) \quad G_m = \frac{E_m}{2(1 - \nu)} \quad (8.6)$$

- E_i = E-modul av intakt berg, bestemmes ved laboratorietesting
- ν = Poisson's forholdstall, bestemmes ved laboratorietesting

- σ_{ci} = Styrke til intakt berg (UCS), bestemmes ved laboratorietesting
- L = sprekkeavstand, bestemmes ved feltobservasjon
- E_m = E-modul av bergmasse
- σ_{cm} = Bergmassestyrke
- G_i = Skjær-modul av intakt berg
- G_m = Skjær-modul av bergmasse (Isaksen 2022)

Tabell 8.3 viser en oversikt over inputparametere som er benyttet for sprekkesett SF og S2, med en kolonne som beskriver hvordan parameterne er bestemt.

Tabell 8.3: Parametere for stabilitetsanalyse i RS2.

| Parameter | Enhet | Verdi | Bestemmes ved |
|---|-------|--------|-------------------|
| Parametere for sprekkesett SF med Barton Bandis bruddkriterium | | | |
| Deformasjonsmodul av bergmasse, E_m | MPa | 19 700 | Formel 8.3 |
| Skjærmodul av intakt berg, G_i | MPa | 40 900 | Formel 8.5 |
| Skjærmodul av bergmasse, G_m | MPa | 15 000 | Formel 8.6 |
| Gj.snitt sprekkeavstand, L | m | 1 | Feltobservasjoner |
| Normal stiffness, k_n | MPa/m | 30 900 | Formel 8.1 |
| Shear stiffness, k_s | MPa/m | 23 500 | Formel 8.2 |
| JRC | | 2 | Kapittel 6.2.2 |
| JCS | MPa | 63 | Kapittel 6.2.3 |
| Residual friksjonsvinkel, ϕ_r | ° | 28 | Kapittel 6.1.5 |
| Parametere for sprekkesett S2 med Barton Bandis bruddkriterium | | | |
| Deformasjonsmodul av bergmasse, E_m | MPa | 19 700 | Formel 8.3 |
| Skjærmodul av intakt berg, G_i | MPa | 40 900 | Formel 8.5 |
| Skjærmodul av bergmasse, G_m | MPa | 15 000 | Formel 8.6 |
| Gj.snitt sprekkeavstand, L | m | 2 | Feltobservasjoner |
| Normal stiffness, k_n | MPa/m | 15 500 | Formel 8.1 |
| Shear stiffness, k_s | MPa/m | 11 800 | Formel 8.2 |
| JRC | | 10 | Kapittel 6.2.2 |
| JCS | MPa | 63 | Kapittel 6.2.3 |
| Residual friksjonsvinkel, ϕ_r | ° | 28 | Kapittel 6.1.5 |

8.2.4 Feltspenninger og seismisk påvirkning

Dette avsnittet er direkte kopiert fra forfatterens prosjektoppgave.

I RS2 kan in-situ feltspenninger (field stress) defineres på to måter: konstant feltspenning (constant field stress) eller feltspenninger som varierer med gravitasjon (gravity field stress). Ved å benytte konstant feltspenning varierer ikke in-situ spenningsfelt med posisjon og dybde. Feltspenning som varierer med gravitasjon definerer et in-situ spenningsfelt som varierer lineært med dybden. Feltspenninger som varierer med gravitasjon brukes vanligvis til utgravninger på overflaten eller nær overflaten (Isaksen 2022; Rocscience Inc. 2023d).

Bestemmelse av seismisk påvirkning er beskrevet i Kapittel 7.1.2. Tabell 8.2 viser en oversikt over inputparametere som er benyttet for feltspenninger og seismisk påvirkning, med en kolonne som beskriver hvordan parameterne er bestemt.

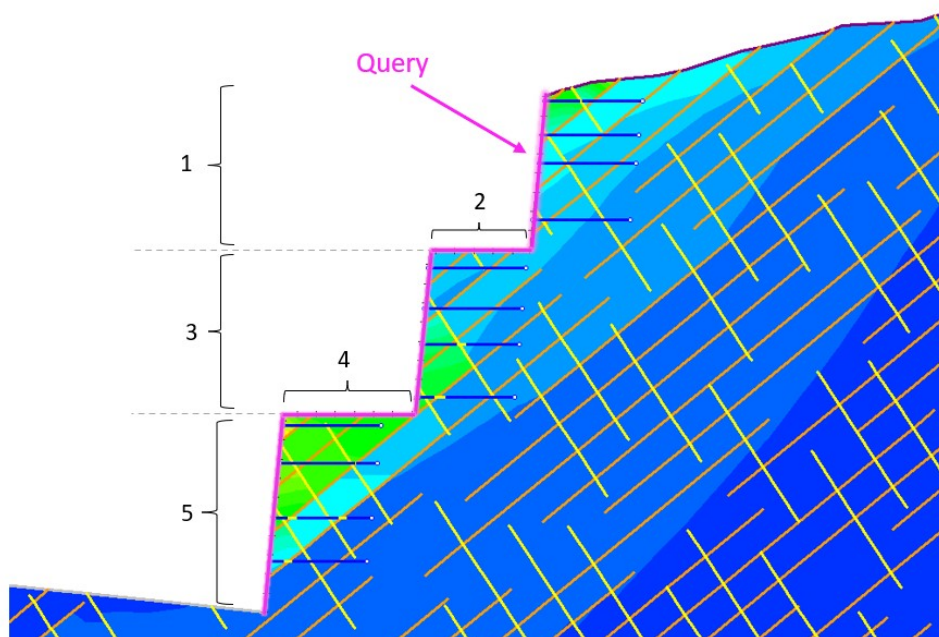
Tabell 8.4: Parametere for stabilitetsanalyse i RS2.

| Parameter | Symbol | Enhet | Verdi | Kommentar |
|---|------------|---------|-----------------|-------------------------|
| Parametere for field stress | | | | |
| Effective Stress Ratio (horiz/vert IP*) | | | 0.4 | Anbefaling fra veileder |
| Effective Stress Ratio (horiz/vert OP*) | | | 0.4 | Anbefaling fra veileder |
| Locked-in horiz stress (IP*) | | MPa | 2 | Anbefaling fra veileder |
| Locked-in horiz stress (OP*) | | MPa | 2 | Anbefaling fra veileder |
| Parametere for seismisk påvirkning | | | | |
| Tyngdeakserelasjon | g | m/s^2 | 9.81 | Hofstad (2019) |
| Berggrunnens referanssespissverdi | a_{gR} | m/s^2 | 0.25 | Standard Norge (2014a) |
| Partialfaktor | γ_l | | 1.7 | Statens Vegvesen (2023) |
| Dimensjonerende grunnakserelasjon | a_g | m/s^2 | 0.425 | Kapittel 7.1.2 |
| Faktor for beregning av k_h | r | | 1 | Standard Norge (2014b) |
| Seismisk faktor | α | | 0.043 | Formel 7.3 |
| Horizontal seismic coefficient | k_h | | ≈ -0.05 | Formel 7.1 |
| Vertical seismic coefficient | k_v | | ≈ 0.02 | Formel 7.2 |

*IP = In Plane, OP = Out of Plane

8.2.5 Stabilitetsvurdering og sikringstiltak

Stabilitetsvurderingen i RS2 blir gjort ved å se på total displacement (deformasjon) for profil AA', BB' og CC' med og uten sikringstiltak (bolter). Det blir brukt en «query»³ langs det utsprengte området for å plote verdiene i Excel. På denne måten kan deformasjonen sammenlignes langs de samme punktene når modellen kjøres både med og uten sikring. Figur 8.5 viser i rosa hvor queryen er plassert, og nummerert slik at det er lett å gjenkjenne punktene på grafen når profilene sammenlignes med og uten sikring. Nr. 1, 3 og 5 er skjæringsveggene, mens 2 og 4 er hyllene.



Figur 8.5: Query langs skjæringsvegger og benker, markert i rosa. Nummerert for å enkelt kunne forstå diagrammer videre i oppgaven.

Alle modellene er modellert med toleranse = 0.01 og maksimum iterasjoner = 5000. Bolter er installert med egenskaper som beskrevet i Tabell 8.5. Boltetypen er fullt innstøpte bolter fra leverandøren Dextra. Fullt innstøpte bolter er en passiv boltetype, som vil si at boltene først har funksjon når berget deformeres og gir tøyninger i boltene. Boltene brukes særlig til ettersikring og systematisk bolting, og kan brukes i de fleste bergarter og bergforhold (Statens Vegvesen 2023). Boltetypen er beskrevet nærmere i Kapittel 3.3.5.

³Query er en linje som kan plasseres i modellen hvor som helst. Linjen kan inneholde ønsket antall punkter, som deretter kan plottes i et diagram.

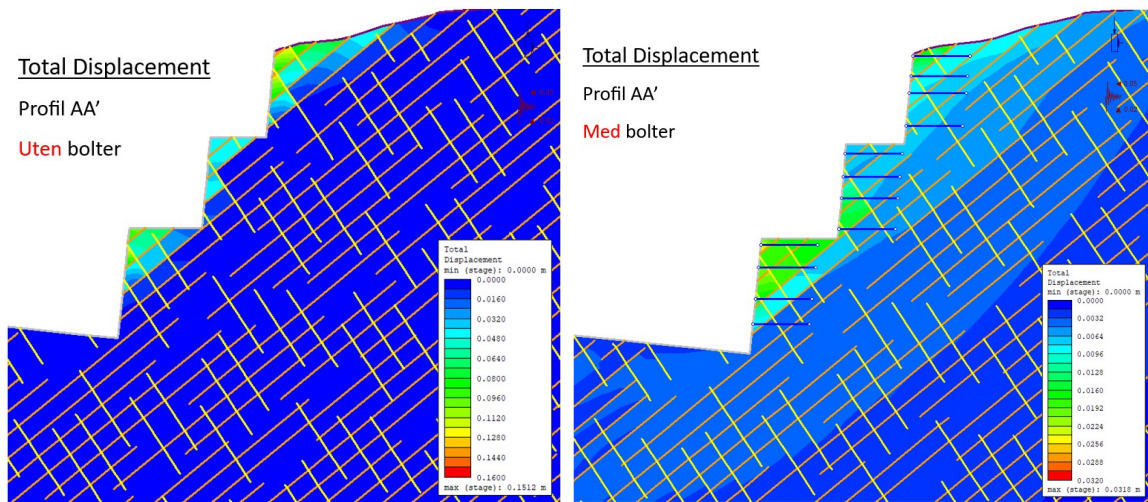
Tabell 8.5: Bolteparametere**Dextra GEOTEC Solid Bar 25**

| Parameter | Verdi | Enhet |
|---------------------------|--------------|--------------|
| Bolt diameter | 25 | mm |
| Bolt Modulus, E | 50 000 | MPa |
| Tensile Capacity | 0.35 | MN |
| Residual Tensile Capacity | 0 | MN |
| Our-of-Plane Spacing | 1 | m |
| Pre-Tensioning Force | 0 | MN |

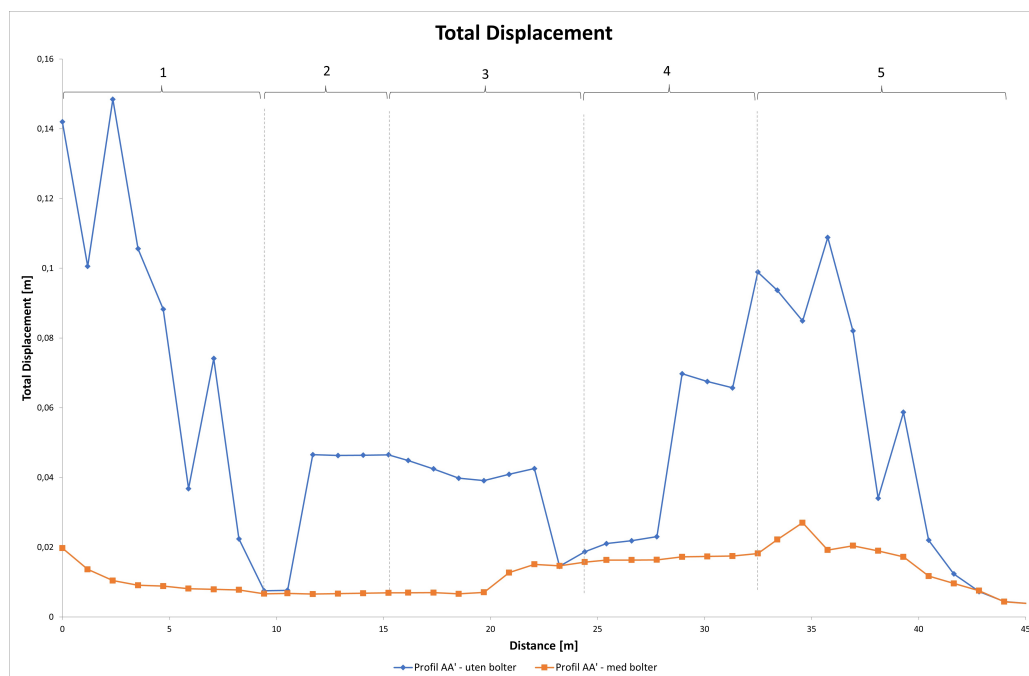
I prosjekteringsrapport fra Sweco Norge AS (2022) er det anbefalt at skjæringen sikres med innstøpte bolter med boltelengde 3-6 meter. Boltelengde brukt i analysen er 6 meter, og boltetype er valgt fra listen under «vanlige typer» i RS2, i samråd med veileder (Personlig kommunikasjon, Professor Krishna K. Panthi, 02.05.2023).

8.2.6 Profil AA'

Sprekkesettene i Profil AA' er lagt inn og justert etter orienteringen av skjæringsvegg på dette profilnummeret. Skjæringens strøk ved profil AA' er N100°Ø. Figur 8.6 viser deformasjon (total displacement) for profil AA' med og uten sikring. Fire bolter i hver skjæringsvegg var nødvendig for å oppnå tilstrekkelig reduksjon i deformasjon. Maksimum deformasjon gikk fra 15.1 cm uten bolter, til 3.2 cm med bolter. Effekten av installasjon av bolter vises i Figur 8.7, der endring i deformasjonen langs det utsprengte området er plottet i et diagram.



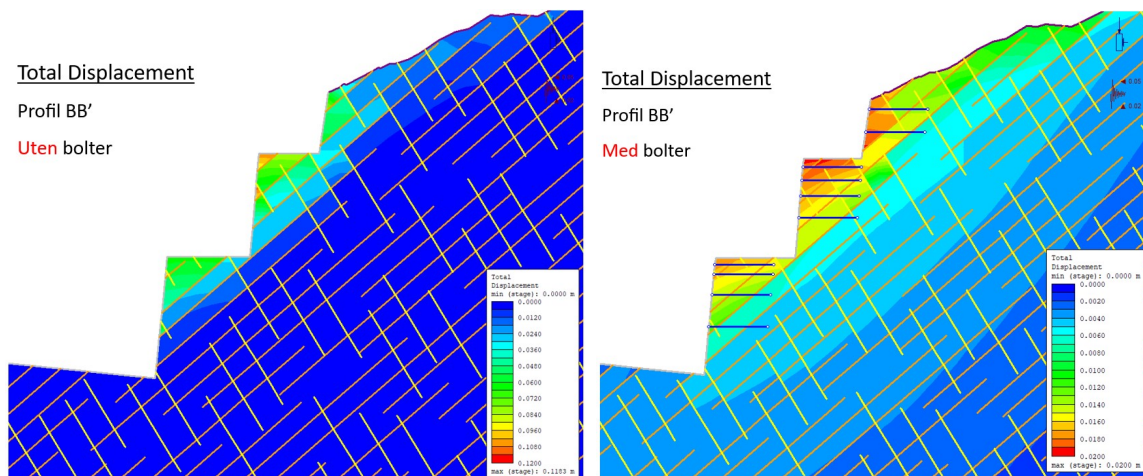
Figur 8.6: Resultater i RS2. Total displacement for profil AA' med og uten sikring.



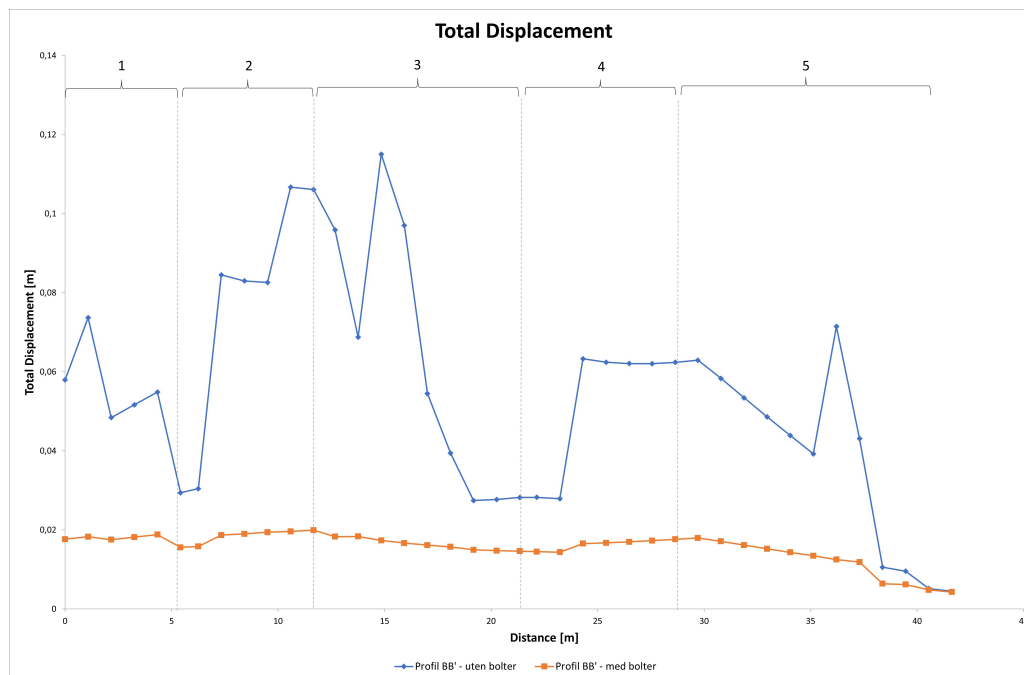
Figur 8.7: Sammenligning av total displacement for profil AA' med og uten sikring, i RS2. Se Figur 8.5 for plassering av de nummerete delene i diagrammet.

8.2.7 Profil BB'

Sprekkesettene i Profil BB' er lagt inn og justert etter orienteringen av skjæringsvegg på dette profilnummeret. Skjæringens strøk ved profil BB' er N100°Ø, likt som profil AA'. For profil BB' var to bolter i øverste skjæringsvegg, og fire bolter i midtre og nedre skjæringsvegg nødvendig for å oppnå tilstrekkelig reduksjon i deformasjon, som vist i Figur 8.8. Maksimum deformasjon gikk fra 11.8 cm uten bolter, til 2.0 cm med bolter. Figur 8.9 viser endring i deformasjon langs det utsprengte området med og uten bolter.



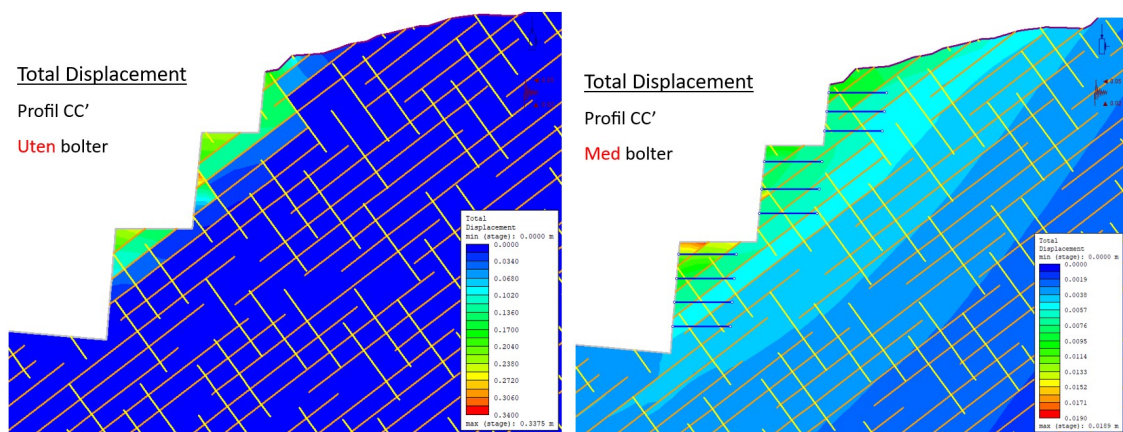
Figur 8.8: Resultater i RS2. Total displacement for profil BB' med og uten sikring.



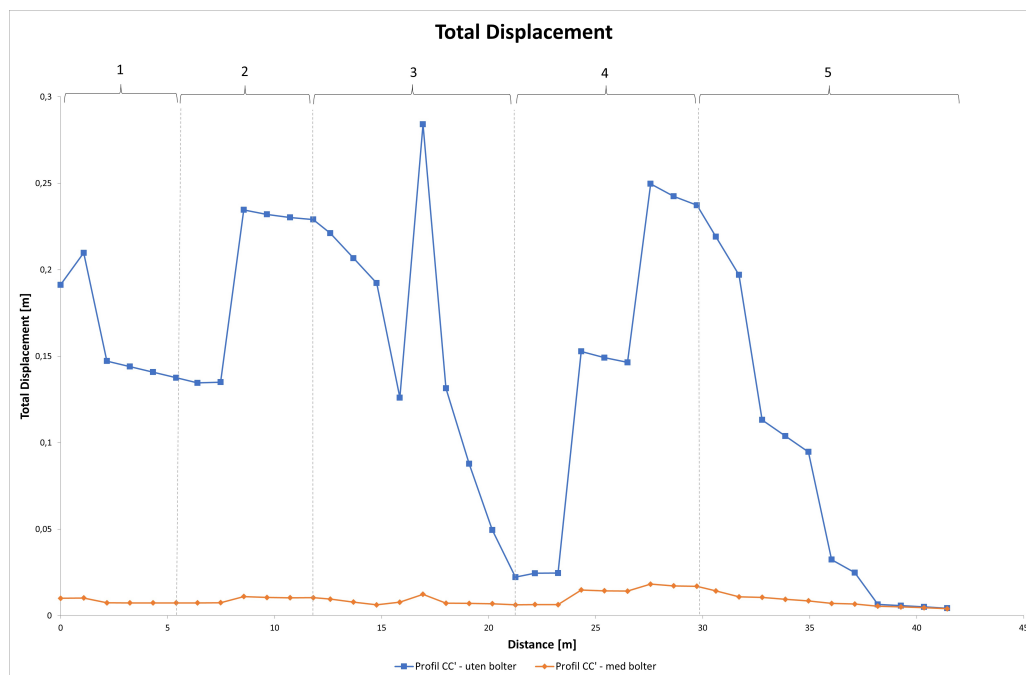
Figur 8.9: Sammenligning av total displacement for profil BB' med og uten sikring, i RS2. Se Figur 8.5 for plassering av de nummerete delene i diagrammet.

8.2.8 Profil CC'

Sprekkesettene i Profil CC' er lagt inn og justert etter orienteringen av skjæringsvegg på dette profilnummeret. Skjæringsens strøk ved profil CC' er N110°Ø. Figur 8.10 viser deformasjon for profil CC' med og uten sikring. Tre bolter i øvre og midtre skjæringsvegg, samt fire bolter i nedre skjæringsvegg var nødvendig for å oppnå tilstrekkelig reduksjon av deformasjon for profil CC'. Figur 8.11 viser endring i deformasjon langs det utsprengte området når det installeres bolter i skjæringen. Maksimum deformasjon gikk fra 33.8 cm uten bolter, til 1.9 cm med sikring.



Figur 8.10: Resultater i RS2. Total displacement for profil CC' med og uten sikring.



Figur 8.11: Sammenligning av total displacement for profil CC' med og uten sikring, i RS2. Se Figur 8.5 for plassering av de nummerete delene i diagrammet.

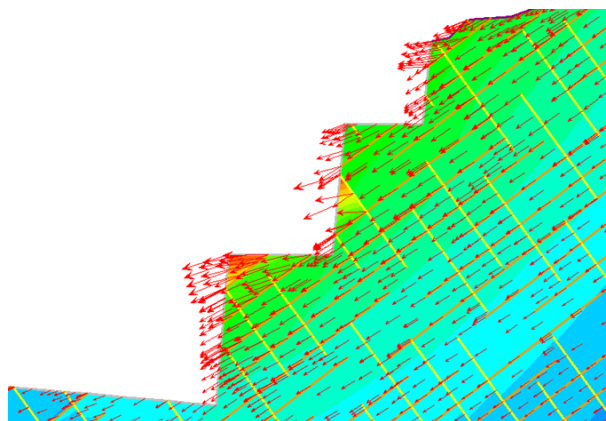
8.2.9 Oppsummering av stabilitetsvurdering i RS2

Deformasjonen i skjæringen var for det meste konsentrert til skjæringsveggene, der bergmassen er separert av sprekkesett SF og S2. Tabell 8.6 viser en samlet oversikt over deformasjonen til profil AA', BB' og CC' med og uten bolter.

Tabell 8.6: Samlet oversikt over deformasjonen med og uten sikring i RS2.

| Profil | Modelltype | Maks. total displacement [cm] | Differanse [cm] |
|-------------------|-------------|-------------------------------|-----------------|
| Profil AA' | Uten bolter | 15.1 | 11.9 |
| | Med bolter | 3.2 | |
| Profil BB' | Uten bolter | 11.8 | 9.8 |
| | Med bolter | 2.0 | |
| Profil CC' | Uten bolter | 33.8 | 31.9 |
| | Med bolter | 1.9 | |

Analysen viser at det er deformasjon i skjæringen, spesielt langs foliasjonsplanet som er modellert til å ha relativt tett sprekkeavstand og stor utholdenhet. Fullt innstøpte bolter har god effekt på å redusere deformasjonen. Profil CC' har høyere deformasjon enn profil AA' og BB'.



Figur 8.12: Bevegelsesretningen til deformasjonen kan vises med deformasjonsvektorer i RS2, og viser bevegelse ut mot veglinjen.

For å se på bevegelsesretningen til deformasjonen kan deformasjonsvektorer benyttes i RS2, som vist i Figur 8.12. Deformasjonen beveger seg ut mot veglinjen, som indikerer plan utglidning langs foliasjonsplanet SF.

8.3 Likevektsberegning: partialfaktormetoden

Likevektsberegning med partialfaktormetoden er utført for plan utglidning i RocPlane fra Rocscience Inc. I tillegg er likevektsberegning med partialfaktormetoden utført i Excel med formler presentert i Kapittel 4.3 i henhold til Statens Vegvesen (2023), både for å tilegne bedre forståelse av analysemetoden og for å bekrefte at respektiv programvare utfører analysen med partialfaktorer. En sammenligning av likevektsberegning i RocPlane og Excel er presentert i Vedlegg F. Analysen er utført på blokker langs foliasjonssprekk SF, som viste stor deformasjon i RS2. Effekten av bolter er også undersøkt.

Inputparametere som er benyttet i RocPlane er innhentet gjennom felt- og laboratorieundersøkelser, samt gjennom vurderinger av inputparametere i Kapittel 7, og presenteres i Tabell 8.7.

Tabell 8.7: Inputparametere for likevektsberegning av plan utglidning langs sprekkesett SF i RocPlane

| Parameter | Enhet | Verdi | Kommentar |
|--|----------|------------------|----------------|
| Geometri | | | |
| Tyngdetetthet, γ_r | kN/m^3 | 28 | Kapittel 6.1.1 |
| Skjæringsflatens fallvinkel, θ | ° | Varies | Kapittel 5.2.4 |
| Svakhetsplanets høyde, H | m | Varies | |
| Svakhetsplanets fallvinkel, β | ° | Varies | Kapittel 6.2.1 |
| Styrkeparametere med Barton-Bandis bruddkriterium | | | |
| JRC | | 2 | Kapittel 6.2.2 |
| JCS | kPa | 63 000 | Kapittel 6.2.3 |
| Residual friksjonsvinkel, ϕ_r | ° | 28 | Kapittel 6.1.5 |
| Seismisk kraft | | | |
| Seismic Coefficient, a | | 0.0127 | Kapittel 7.1.2 |
| Vanntrykk | | | |
| Tyngdetetthet vann, γ_w | kN/m^3 | 9.81 | RocPlane |
| Vanntrykksmodell | | Trekantfordeling | Kapittel 4.3 |
| Prosent vannfylt | % | 100 | Kapittel 7.1.3 |

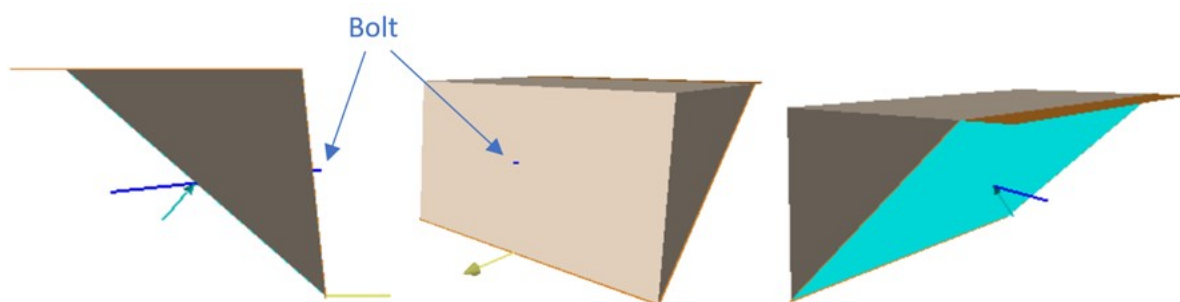
Ved sensitivitetsanalyse av vanntrykksmodeller i Kapittel 7 viste resultatene at fullt hydrostatisk trykk ga lavere sikkerhetsfaktor enn trekantfordeling. Det er likevel valgt å utføre likevektsberegning med trekantfordeling for å utføre analysen i henhold til anbefalt metode fra Statens Vegvesen (2023).

Svakhetsplanets høyde (H) og skjæringsflatens fallvinkel (θ) varierer for profil AA', BB' og CC' og blir beskrevet i de respektive underkapitlene. Partialfaktorer brukt er i henhold til dagens krav fra Eurokode 7 og nasjonalt tillegg, og er oppsummert i Tabell 8.8.

Tabell 8.8: Partialfaktorer brukt i likevektberegning (Standard Norge 2014a; Standard Norge 2014b; Statens Vegvesen 2023)

| Parameter | Symbol | Partialfaktor |
|-----------------------------------|------------------|---------------|
| Blokkens masse | γ_γ | 1.0 |
| Skjærfasthet | γ_φ | 1.25 |
| Vanntrykk | γ_γ | 1.0 |
| Seismisk påvirkning | γ_t | 1.70 |
| Materialfaktor for sikringsmiddel | γ_s | 1.15 |

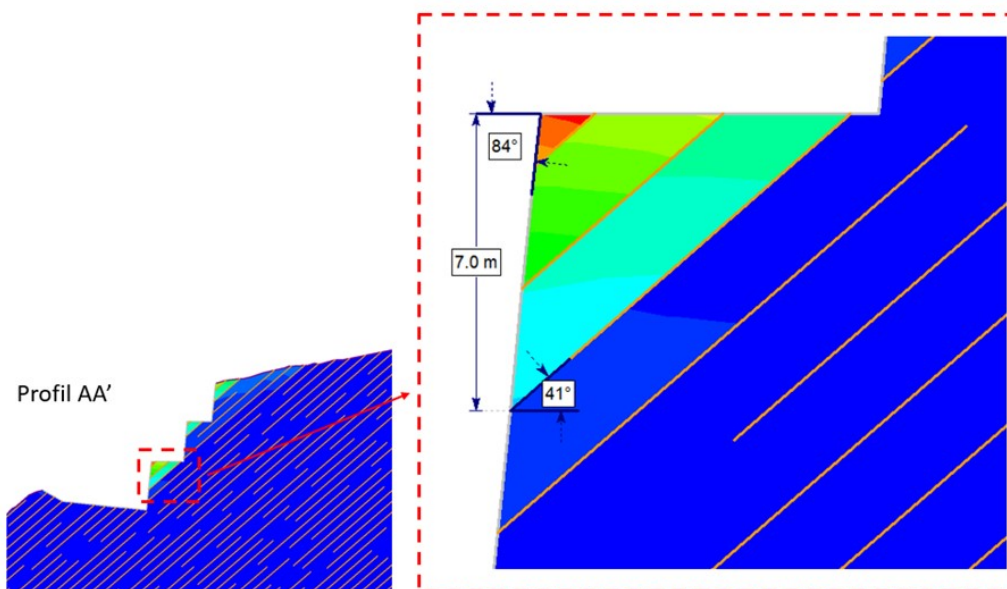
Som beskrevet i Kapittel 4.3 kan stabiliteten modelleres ved å påføre én bolt i sentrum av blokken for å se hvor mye total boltekraft som trengs for å oppnå en stabil konstruksjon, som vist i Figur 8.13. Benytter samme boltelengde som i stabilitetsvurderingen i RS2, 6 meter.



Figur 8.13: Bolt påført i sentrum av blokken, i RocPlane. Boltelengde 6 meter.

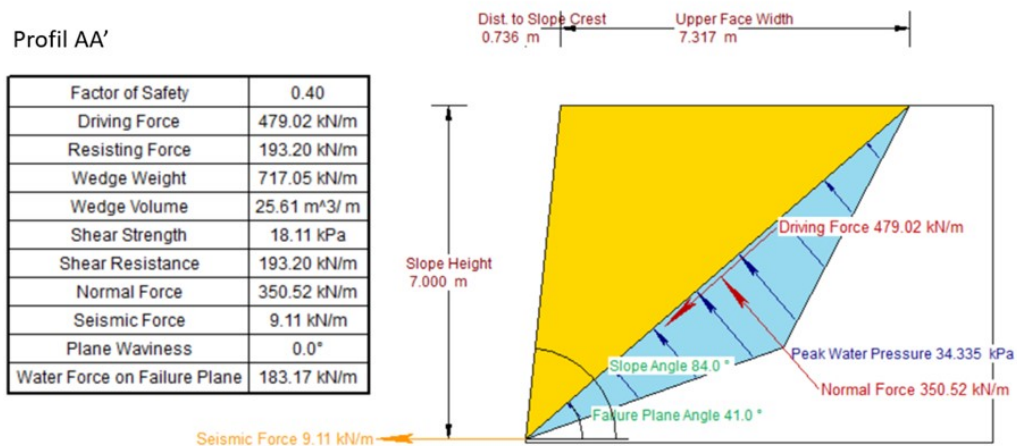
8.3.1 Profil AA'

Likevektsberegning med partialfaktormetoden er utført for en blokk som viste stor deformasjon langs foliasjonssprekk SF i RS2, som beskrevet i Kapittel 8.2. Som vist i Figur 8.14 er blokken lokalisert på nederste hylle, og har en høyde på $H = 7.0$ meter. Svakhetsplanetets fallvinkel er $\beta = 41^\circ$ og skjæringsflatens fallvinkel er $\theta = 84^\circ$.

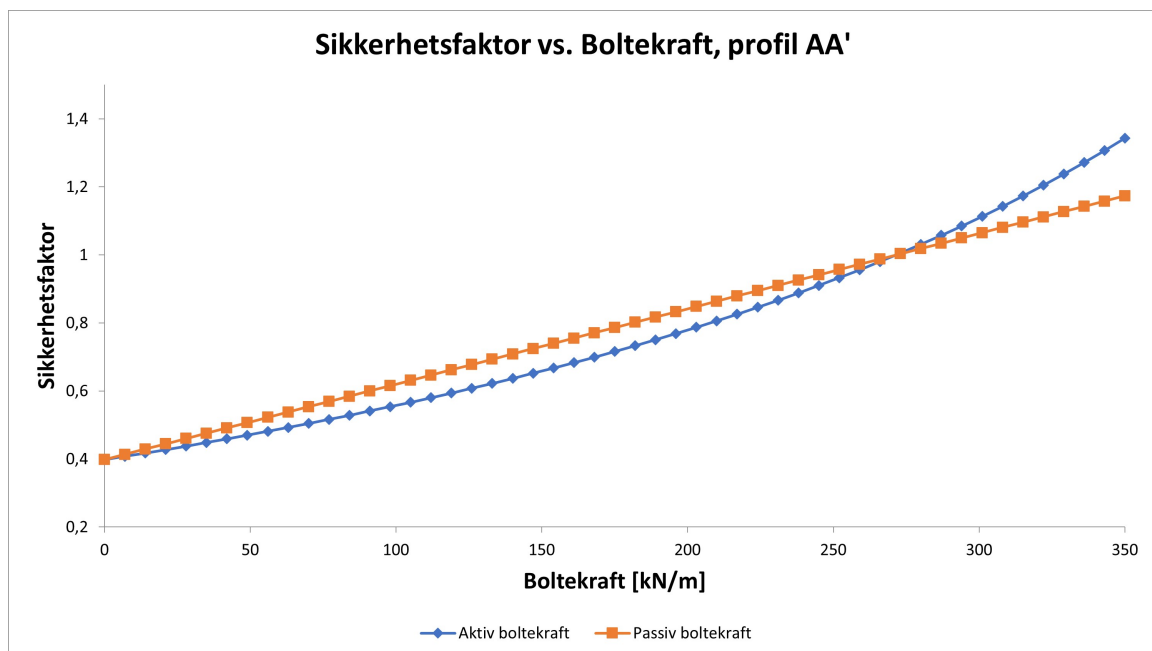


Figur 8.14: Blokk ved profil AA', langs foliasjonssprekk SF, som viser stor deformasjon i RS2. Vurderes videre med likevektsberegning med partialfaktormetoden.

Figur 8.15 viser resultatet i RocPlane. Som beskrevet i Kapittel 4.3 anses konstruksjonen som stabil når summen av de dimensjonerende stabiliserende kreftene (R_d), er større enn summen av dimensjonerende drivende kreftene (F_d). Sikkerhetsfaktoren beregnes som summen av de dimensjonerende stabiliserende kreftene delt på summen av dimensjonerende drivende kreftene. Er sikkerhetsfaktoren > 1 er konstruksjonen ansett som stabil, ved bruk av partialfaktorer. Sikkerhetsfaktoren for blokken ved profil AA' har sikkerhetsfaktor lik 0.40, og anses dermed som ustabil.



Figur 8.15: Resultat fra likevektsberegning med partialfaktorer i RocPlane, uten sikring for profil AA'.

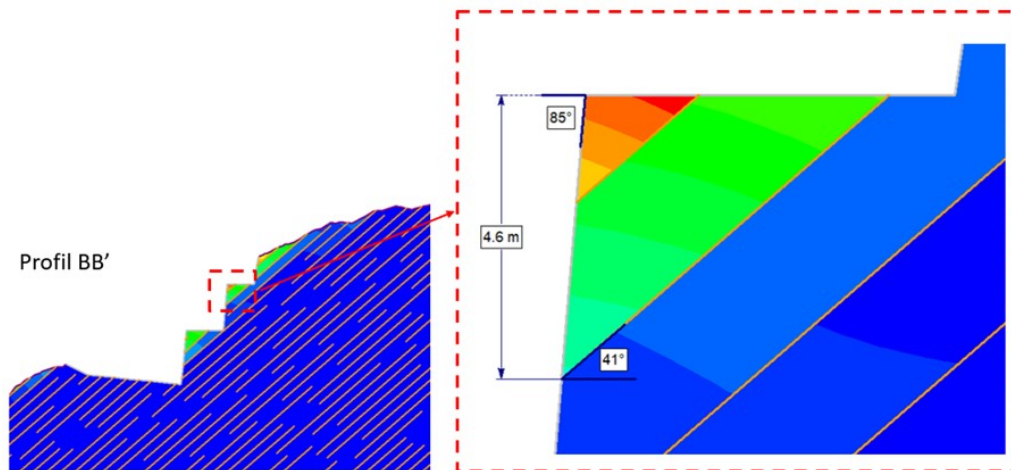


Figur 8.16: Plot av Sikkerhetsfaktor vs. boltekraft for aktiv og passiv sikring i RocPlane, for ustabil blokk ved profil AA'.

Aktiv og passiv boltekraft for profil AA' er plottet mot sikkerhetsfaktor i Figur 8.16. Nødvendig boltekraft for at blokken skal være stabil er modellert i RocPlane, med en bolt påført i sentrum av blokken. For at blokken skal anses som stabil ($SF > 1$) må boltekraften være større enn 274 kN/m ved både passiv og aktiv sikring.

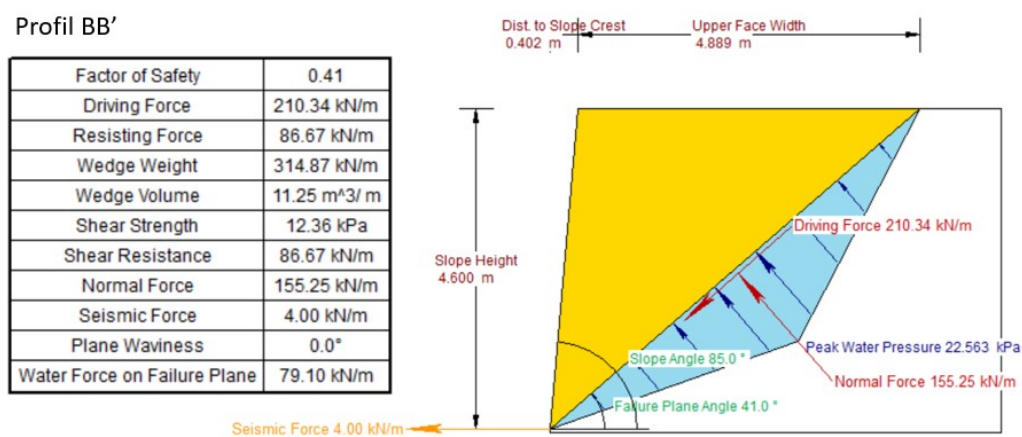
8.3.2 Profil BB'

Likevektsberegning med partialfaktormetoden er utført for en blokk som viste stor deformasjon langs foliasjonssprekk SF i RS2. Som vist i Figur 8.17 er blokken lokalisert på midterste hylle, og har en høyde på $H = 4.6$ meter. Svakhetsplanetets fallvinkel er $\beta = 41^\circ$ og skjæringsflatens fallvinkel $\theta = 85^\circ$.

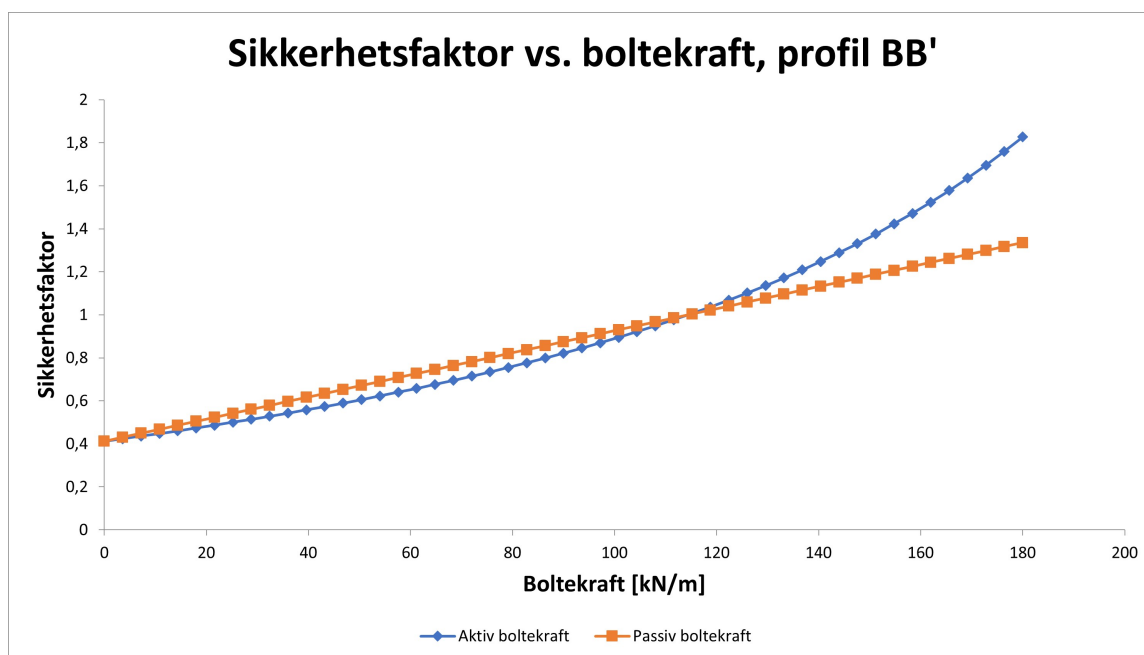


Figur 8.17: Blokk ved profil BB', langs foliasjonssprekk SF, som viser stor deformasjon i RS2. Vurderes videre med likevektsberegning med partialfaktormetoden.

Figur 8.18 viser resultatet i RocPlane. Sikkerhetsfaktoren for blokken har sikkerhetsfaktor lik 0.41, og anses dermed som ustabil.



Figur 8.18: Resultat fra likevektsberegning med partialfaktorer i RocPlane, uten sikring for profil BB'.

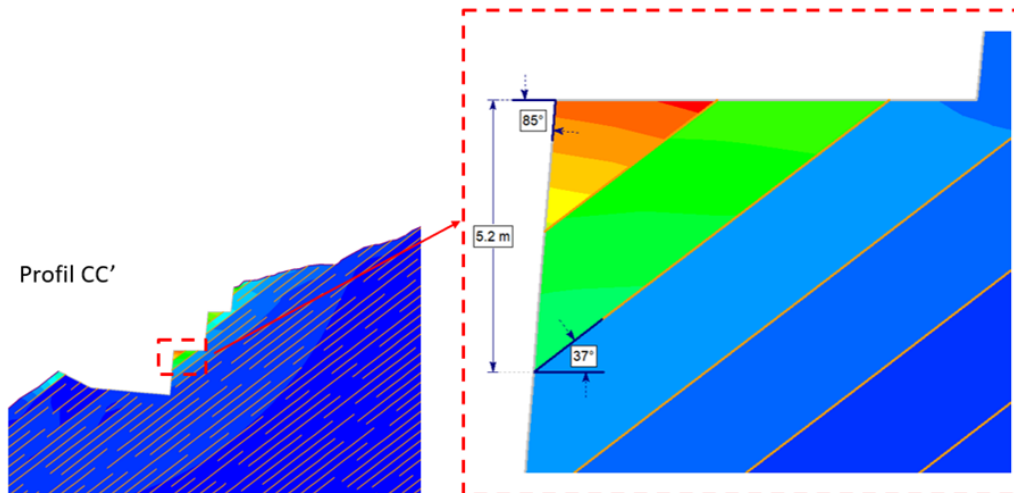


Figur 8.19: Plot av Sikkerhetsfaktor vs. boltekraft for aktiv og passiv sikring i RocPlane, for ustabil blokk ved profil BB'.

Aktiv og passiv boltekraft for profil BB' er plottet mot sikkerhetsfaktor i Figur 8.19. Ved passiv sikring er nødvendig boltekraft 122 kN/m for at sikkerhetsfaktor kommer over 1, og blokken anses som stabil. Nødvendig boltekraft ved aktiv sikring er 126 kN/m for at blokken skal anses som stabil.

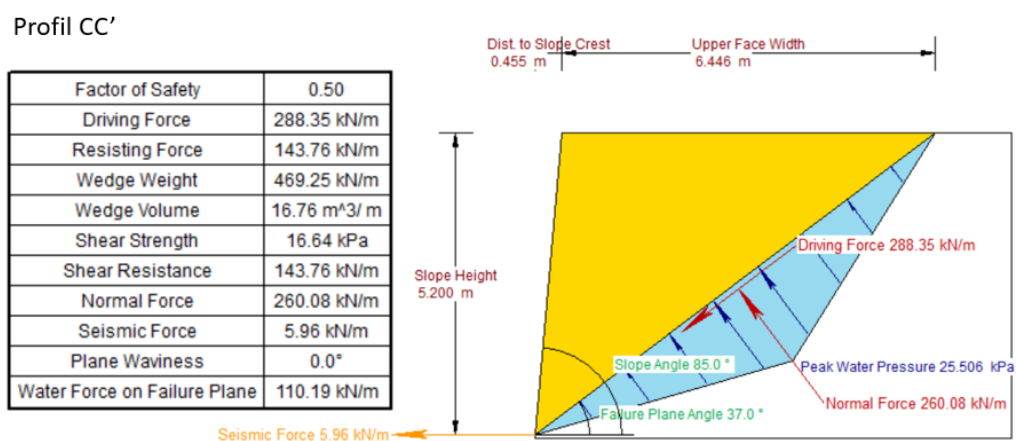
8.3.3 Profil CC'

Likevektsberegning med partialfaktormetoden er utført for en blokk som viste stor deformasjon langs foliasjonssprekk SF i RS2. Som vist i Figur 8.20 er blokken lokalisert på midterste hylle, og har en høyde på $H = 5.2$ meter. Svakhetsplanetets fallvinkel er $\beta = 37^\circ$ og skjæringsflatens fallvinkel $\theta = 85^\circ$.

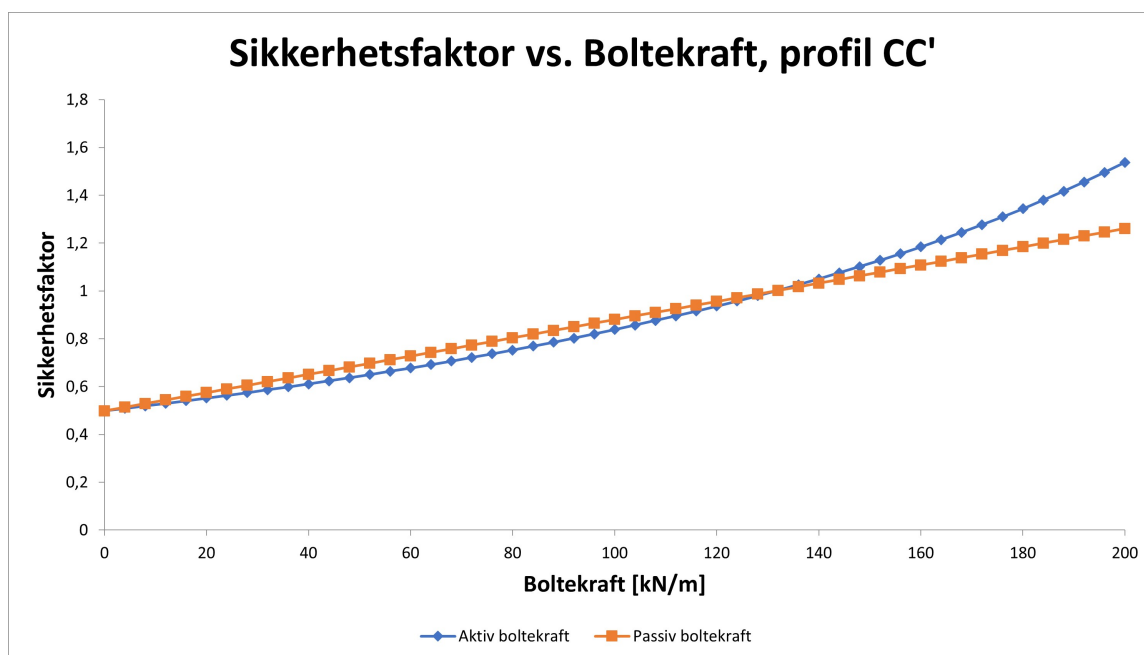


Figur 8.20: Blokk ved profil CC', langs foliasjonssprekk SF, som viser stor deformasjon i RS2. Vurderes videre med likevektsberegning med partialfaktormetoden.

Figur 8.21 viser resultatet i RocPlane. Sikkerhetsfaktoren for blokken har sikkerhetsfaktor lik 0.50, og anses dermed som ustabil.



Figur 8.21: Resultat fra likevektsberegning med partialfaktorer i RocPlane, uten sikring for profil CC'.



Figur 8.22: Plot av Sikkerhetsfaktor vs. boltekraft for aktiv og passiv sikring i RocPlane, for ustabil blokk ved profil CC'.

Aktiv og passiv boltekraft for profil CC' er plottet mot sikkerhetsfaktor i Figur 8.22. For at den ustabile blokken ved profil CC' skal anses som stabil må boltekraften ved passiv sikring være større enn 132 kN/m, mens boltekraften ved aktiv sikring må være større enn 136 kN/m for at sikkerhetsfaktoren kommer over 1.

8.3.4 Oppsummering av resultater ved likevektsberegning

Tabell 8.9 viser en oppsummering av sikkerhetsfaktor (SF) for profil AA', BB' og CC' uten sikring, samt nødvendig boltekraft for å oppnå $SF > 1$ ved aktiv og passiv sikring.

| Profil | Blokkens høyde [m] | β [°] | SF uten sikring | Nødvendig boltekraft for å oppnå $SF > 1$ [kN/m] | |
|--------|--------------------|-------------|-----------------|--|----------------|
| | | | | Aktiv sikring | Passiv sikring |
| AA' | 7.0 | 41 | 0.40 | 274 | 274 |
| BB' | 4.6 | 41 | 0.41 | 126 | 122 |
| CC' | 5.2 | 37 | 0.50 | 136 | 132 |

Tabell 8.9: Oppsummering av likevektsberegning i RocPlane, for profil AA', BB' og CC'.

Resultatene viser at nødvendig boltekraft øker ved økende blokkstørrelse.

9 Diskusjon og sammenligninger

Dette kapitlet presenterer diskusjon av resultater og viktige temaer i denne oppgaven.

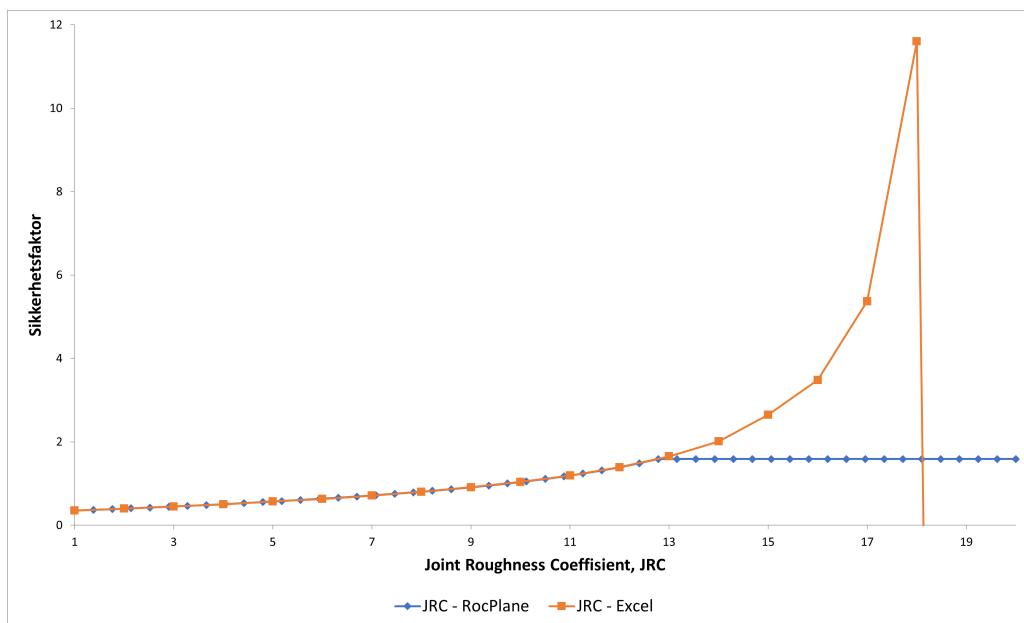
9.1 Inputparametere

Usikkerheter rundt inputparametere vil føre til usikkerheter rundt resultatene i stabilitetsvurderingene. I Kapittel 7 ble svakhetsplanets fallvinkel, friksjonsvinkel, JCS, JRC, vanntrykk og seismisk påvirkning vurdert opp mot sikkerhetsfaktor i RocPlane. Resultatene viste at inputparametere som svakhetsplanets fallvinkel β , friksjonsvinkelen og Joint Roughness Coefficient (JRC) har størst variasjon i sikkerhetsfaktor og dermed stor betydning for stabilitetsvurderingen. Flere av disse inputparameterne ble estimert ved felt- og laboratorieundersøkelser. Feltkartlegging var utfordrende ved Haltbakken, da det var pågående anleggsarbeid våren 2023. Det ble forsøkt utført omfattende feltkartlegging ved flere anledninger, men på grunn av store mengder snø og is på og foran skjæringen i vintermånedene, og bløt leire/jordmasser foran skjæring i vårmånedene var det utfordrende å komme frem til skjæringen for å foreta feltkartlegging. Datagrunnlaget ble derfor ikke så stort som ønsket.

Høsten 2022 ble bergskjæring Haltbakken B19/21 kartlagt, i forbindelse med fordypningsprosjektet i emnet TGB4570 Ingeniørgeologi, fordypningsprosjekt (NTNU). Sprengingen var stoppet i en tosidig skjæring, og det var derfor mulig å kartlegge på «stuff» og begge skjæringsveggene, slik at alle sprekkesett var tydelig eksponert. I tillegg var det mulig å kartlegge på toppen av skjæringen. Sammenligning av resultatene fra feltkartleggingene ved Haltbakken B25 og B19/21 viste at sprekkeorienteringen av alle sprekkesett samsvarer i stor grad. Stereoplot og sprekkerose fra strøk- og fallregistreringer er sammensatt for hele området *Haltbakken* i ingeniørgeologisk rapport fra Statens Vegvesen (2020). Det ble på bakgrunn av dette besluttet å benytte resultater fra feltkartlegging høsten 2022 ved bergskjæring Haltbakken B19-21 sammen med feltkartlegging fra våren 2023 ved Haltbakken B25, for å få et større datagrunnlag. Bergskjæringene er lokalisert i samme geologiske område.

9.1.1 Joint Roughness Coefficient (JRC)

Hoek (2006) beskriver at ruheten til sprekkeflater vil øke skjærstyrken på sprekkeflaten, og denne økningen er viktig for stabiliteten i bergskjæringer. Ved estimering av JRC på sprekkeflatene i felt kan det være utfordrende å estimere en verdi som reflekterer ruheten storskala. JRC ble estimert på 1 meter av eksponerte sprekkeflater, der det var mulig å komme frem til skjæringen. Under feltkartlegging ble JRC estimert til ha en gjennomsnittlig verdi på 2 for sprekkesett SF (foliasjonssprekk). Denne verdien er lav, og sprekkeflaten kan karakteriseres som plan/glatt. I Kapittel 2.2.1 blir det beskrevet at sprekker langs foliasjonsplanet ofte er relativt glatt, sammenlignet med andre bruddflater som ofte er ru. Ved sensitivitetsanalyse av JRC plottet mot sikkerhetsfaktor i RocPlane, viste kurven en bratt stigning i sikkerhetsfaktor for JRC-verdier mellom 1-13. Sikkerhetsfaktoren er konstant for JRC-verdier > 13 . Dette kan være en svakhet i programvaren RocPlane, da denne utflatingen på kurven ikke skjer ved beregning med formler presentert i Kapittel 4.3 i henhold til Statens Vegvesen (2023). Det ble utført beregning ved varierende JRC-verdier på samme intervall (1 – 20) plottet mot sikkerhetsfaktor i Excel for å sammenligne resultatet. Som vist i Figur 9.1, er verdiene frem til JRC = 13 lik i RocPlane og Excel.



Figur 9.1: Sammenligning av sensitivitetsanalyse av JRC i RocPlane og beregning med formler i henhold til Statens Vegvesen (2023) i Excel.

Sikkerhetsfaktoren økte fra 0.35-1.6 i Rocplane, og fra 0.35-11.6 ved beregning i Excel. Når JRC-verdien er 19 og 20 ved beregning i Excel, faller sikkerhetsfaktoren til negativ verdi, som også indikerer en svakhet i beregningen. JRC-verdien er brukt i Barton-Bandis bruddkriterium (Formel 4.13). Parameterne som brukes i kriteriet er avhengig av hverandre, og i dette tilfellet med gitte inputparametere kan det tenkes at verdiene sammen overskrider en maksimal toleranse kriteriet kan ha. Ved å se på utviklingen av sikkerhetsfaktor kan det fastslås at ved høye JRC-verdier (ru, bølgete sprekkeflate) kan blokken anses som stabil. Dermed, uavhengig av eventuelle svakheter i beregningen ved høye JRC-verdier, viser sensitivitetsanalysen at sprekkeflatenes ruhet har stor betydning for stabiliteten av bergskjæringer. Sprekkeflatens ruhet har flere forfattere påpekt er en viktig komponent for stabiliteten, beskrevet tidligere i oppgaven.

9.1.2 Svakhetsplanets fallvinkel

Feltkartlegging høsten 2022 og våren 2023, samt feltkartlegging utført av Sweco Norge AS (2022) og Statens Vegvesen (2020) viser en spredning i fallvinkel for foliasjonssprekk SF på $35 \pm 15^\circ$. Svakhetsplanetsfallvinkel plottet mot sikkerhetsfaktor på dette intervallet viser at når fallvinkelen øker, reduseres sikkerhetsfaktoren betraktelig (fra 1.1 til 0.2). Som beskrevet i Kapittel 3.1.1 må glideplanets fallvinkel være mindre enn fallvinkelen til skjæringen og større enn friksjonsvinkelen for planet dersom plan utglidning skal være mulig, teoretisk sett (Wyllie og Mah 2004). Dermed vil fallvinkler, i teorien, på under 28 grader anses som stabil. Av plottet er fallvinkler mindre enn 22 grader ansett som stabil (sikkerhetsfaktor > 1). I praksis vil det være utfordrende å si med sikkerheten at blokker, der svakhetsplanets fallvinkel er mindre enn friksjonsvinkelen, vil være stabil, da friksjonsvinkelen kan være utfordrende å bestemme. Dette blir diskutert videre i neste underkapittel.

9.1.3 Friksjonsvinkel

Basis friksjonsvinkel ble testet på laboratoriet ved Tilt-testen, på tre sylinderkjerner (Stimpson method). Som nevnt i Kapittel 6.1.5 har denne metoden en tendens til å overestimere basis friksjonsvinkel (Ruiz og Li 2014). Etter samtale med veileder Professor Krishna K. Panthi ble det bestemt å redusere basis friksjonsvinkel med 10%.

På grunn av denne overestimeringen av basis friksjonsvinkel ved Tilt-test er det viktig å se hvordan friksjonsvinkel påvirker stabilitetsberegningen. Basis friksjonsvinkelen ved Tilt-test ble estimert til å variere mellom $28.7\text{-}33.0^\circ$, men gjennomsnittsverdien ble besluttet redusert til 28° . Residual friksjonsvinkel er lik basis friksjonsvinkel dersom sprekkeflaten er uforvitret, som beskrevet i Kapittel 2.3.2. Dersom sprekkeflaten er forvitret kan residual friksjonsvinkel beregnes med formel 2.5. I denne oppgaven er residual friksjonsvinkel antatt å være lik basis friksjonsvinkel, da det var lite tegn til forvitring på sprekkeflatene. Det er likevel hensiktsmessig å vurdere hvordan en lavere residual friksjonsvinkel vil påvirke stabilitetsberegningen. Ved parameteranalyse øker sikkerhetsfaktor fra 0.23-0.60 når residual friksjonsvinkel analyseres for intervallet $15\text{-}40^\circ$. Som betyr at sprekkeflatens friksjonsvinkel har stor betydning for stabilitetsberegningen og stabiliteten av bergskjæringer. Det bør derfor vises forsiktighet ved estimering av friksjonsvinkel som skal benyttes som inputparameter i analyser. En vurdering av reduksjon av friksjonsvinkelen er anbefalt, dersom analysen skal være konservativt og «på den sikre siden». I likevektsberegning med partialfaktorer blir denne usikkerheten tatt i betraktning ved å bruke en partialfaktor (γ_φ) lik 1.25.

9.1.4 Vanntrykk og seismisk påvirkning

Nilsen (2017) påpeker at vanntrykket har stor betydning for stabiliteten av bergskjæringer, men at det kan være vanskelig å estimere vanntrykket ved stabilitetsanalyse. Det er anbefalt fra Statens Vegvesen (2023) og benytte trekantfordeling av vanntrykket ved stabilitetsanalyse, der vanntrykket har sin maksverdi på midten av svakhetsplanet. Både Statens Vegvesen (2023) og Nilsen (2017) beskriver dette som en konservativ vurdering, da vanntrykket mest sannsynlig vil reduseres av drenering ut av sprekker langs svakhetsplanet. Likevel er det viktig å analysere for verst tenkelige situasjon, men det anbefales å vurdere hvordan vanntrykket påvirker stabiliteten i utregningen for å vurdere bruk av andre vanntrykkmodeller. I RocPlane ble det utført sensitivitetsanalyse av to vanntrykkmodeller (trekantfordeling og fullt hydrostatisk trykk). Det var forventet at trekantfordelingen skulle gi størst utslag på sikkerhetsfaktoren, da de nevnte forfatterne beskrev dette som en verst tenkelig situasjon og en konservativ vurdering av vanntrykket. Parameteranalysen i RocPlane viste at 100% vannfylling med trekantfordeling reduserer sikkerhetsfaktoren fra 0.6 – 0.4, men med 100% vannfylling med fullt hydrostatisk trykk reduserte sikkerhets-

faktoren fra 0.6 – 0.2. Resultatet viser dermed at trekantfordeling, i dette tilfellet, ikke er vanntrykkmodellen som viser verst tenkelige situasjon, da sikkerhetsfaktoren er lavere for fullt hydrostatisk trykk. Det ble likevel utført likevektsberegning med og uten sikring med trekantfordeling, for å utføre analysen i henhold til anbefaling av Statens Vegvesen (2023).

Ved sensitivitetsanalyse i RS2 ble ulike sammensetninger av porevannstrykk og seismisk bidrag undersøkt. Endring i deformasjonen er i stor grad avhengig av endring i porevannstrykket. Analyse med og uten seismisk bidrag utgjør ikke stor forskjell i deformasjonen. Analyse av seismisk påvirkning i RocPlane viste at seismisk koeffisient fra 0 – 0.031 reduserte sikkerhetsfaktoren fra 0.42 – 0.37, som er en lav påvirkning av sikkerhetsfaktor sammenlignet med andre parametere. Begge metodene for vurdering av seismisk påvirkning viser lite utslag på stabilitetsanalysen, for verdier som er aktuell i Norge. Det må nevnes at verdiene for seismisk påvirkning som er brukt i analysene er lav, da det er lite seismisk aktivitet i Norge.

9.1.5 Joint Compressive Strength (JCS)

JCS ble estimert ved feltkartlegging med Schmidt-hammer. For sprekkesett SF varierte JCS med 110–230 MPa. For sprekkesett S2 varierte verdien fra 180–225 MPa, og 150–190 MPa for S1. I Kapittel 2.1.1 blir det beskrevet at kompresjonsstyrken til bergmassen (σ_{cm}) ofte er lavere enn kompresjonsstyrken til intakt berg (σ_{ci}). Ved laboratorietesting ble σ_{ci} estimert ved UCS-test til å ha en gjennomsnittsverdi på 173 MPa. Det vil si at JCS er estimert til å være omtrent like stor (gjennomsnittlig for alle sprekkesett). Dermed ble det vurdert at estimeringen er noe høy og standardavviket er stort. Det ble derfor valgt å beregne bergmassestyrken σ_{cm} ved Formel 8.4, basert på UCS-verdi (σ_{ci}). Ved beregning av σ_{cm} blir det estimert én verdi for bergmassestyrken, og ikke en verdi for hvert sprekkesett, slik som ved JCS-estimering med Schmidt-hammer. Basert på gjennomsnittsverdien fra laboratoriet (ved UCS-testing) av σ_{ci} , blir bergmassestyrken $\sigma_{cm} = 63$ MPa. Dette støttes av Fadhil mfl. (2023) som diskuterer estimering av bergartsstyrke ved å bruke ulike tester (UCS, Brazil-test og Schmidt-hammer). Studien viser at resultatene som er oppnådd ved å bruke Schmidt-hammer for å forutsi de mekaniske egenskapene til bergarter er mindre nøyaktige enn når et komplett sett med laboratorieundersøkelser utføres.

Ved sensitivitetsanalyse ble JCS-verdier på intervallet 110 – 230 MPa plottet mot sikkerhetsfaktor. Resultatet viste at JCS har liten effekt på sikkerhetsfaktoren, og dermed lite betydning for stabilitetsvurderingen. Det kan da diskuteres om det var nødvendig å bytte JCS-verdien med en lavere bergmassestyrke (σ_{cm}). Det kan likevel anbefales å vurdere om den laveste JCS-verdien estimert med Schmidt-Hammer skal benyttes i stabilitetsvurderinger dersom standardavviket (SD) er så stort som det var i denne oppgaven. Standardavviket varierte mellom $SD = 16.4 - 57.4$ MPa for de ulike sprekkesettene, som beskrevet i Kapittel 6.2.3.

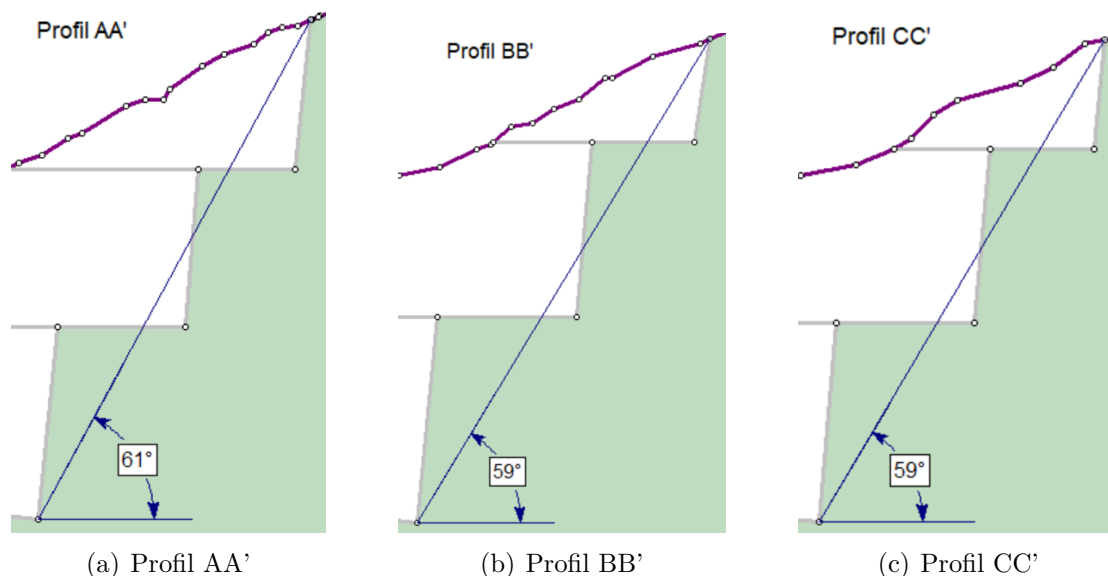
9.2 Stabilitetsvurderinger

Innledningsvis i stabilitetsvurderingen ble en kinematisk analyse utført i Dips for å identifisere kritiske utglidningsmekanismer. Estimering av aktiv friksjonsvinkel og sidegrenser (lateral limits) vil ha innvirkning på analysen. Lateral limits påføres i kinematisk analyse for plan utglidning og utvelting, men ikke for kileutglidning. Wyllie og Mah (2004) påpeker at kileutglidning kan oppstå for et bredere spekter av geologiske og geometriske forhold enn plan utglidning, og det påføres dermed ikke lateral limits for analyse av kileutglidning. Aktiv friksjonsvinkel må estimeres utfra hver enkelt blokk, da denne avhenger av normalspenningen. Det ble derfor valgt å utføre analysen med den laveste aktiv friksjonsvinkel funnet ved å beregne for flere mulige størrelser av utstabile blokker. Lateral limits ble satt til å ha den høyeste anbefalte vinkelen, for å analysere for et størst mulig område. Analysen kan også gjøres uten lateral limits, men vil være konservativt da det er geometriske betingelser som skal oppfylles for at planutglidning og utvelting skal inntruffe. Analysen viste at alle tre utglidningsmekanismene (plan utglidning, kileutglidning og fleksurell utvelting) har kritiske poler, av varierende grad. Plan utglidning langs foliasjonssprekk SF ble identifisert som det største stabilitetsproblemet. Fra feltobservasjoner var det tydelig at plan utglidning er mest kritisk. På bakgrunn av dette ble det prioritert å vurdere stabiliteten ved plan utglidning som den kritiske utglidningsmekanismen.

Programvaren RS2 ble benyttet til stabilitetsvurdering ved å se på deformasjoner i skjæringen. Det var spesielt tydelig at blokker som separeres av foliasjonssprekk SF nær skjæringsvegg, har størst deformasjon. Deformasjonsvektorer viser at bevegelsesretningen av deformasjonen er ut mot veglinjen, som indikerer plan utglidning. Ved påføring av sikring,

fullt innstøpte bolter, blir deformasjonen betraktelig redusert. Gjennomsnittlig fire bolter per pall på 10 meters høyde, var nødvendig for å oppnå tilstrekkelig lav deformasjon i RS2. Analysen viste større deformasjon for profil CC' sammenlignet med de to andre profilene. Ulikt for profil CC', sammenlignet med profil AA' og BB', er orienteringen av skjæringsveggen slik at fallvinkelen på sprekkesettene blir slakere, i tillegg til skjæringens utforming som er unik for hvert profil. I teorien er det større risiko for utglidning når svakhetsplanet fallvinkel blir brattere, som også er tydelig i parameteranalysen i RocPlane der sikkerhetsfaktor ble betydelig redusert med økende fallvinkel for svakhetsplanet. Sprekkesettene er satt på med tilfeldig plassering som kan utgjøre en forskjell for hvert profil, da det kan dannes små kiler der sprekkesett S2 og SF krysser hverandre ut mot skjæringsvegg. Det ble erfart at små blokker/kiler fikk stor deformasjon med økende vanntrykk. Som blir diskutert nærmere i Kapittel 9.3.

Ved likevektsberegning i RocPlane ble blokker som viste stor deformasjon i RS2 analysert nærmere, for å se på detaljstabiliteten til bergskjæring Haltbakken B25. Blokkene har høyde fra 4.5-7 meter, der nødvendig boltekraft ble estimert til å variere mellom 126 – 274 kN/m for aktiv sikring, og mellom 126 – 274 kN/m for passiv sikring, for å oppnå en sikkerhetsfaktor > 1 . I følge Rocscience Inc. (2023c) blir alltid hele boltekraften brukt i RocPlane. I praksis beregnes boltetype, antall bolter og boltemønster slik at boltene ikke skal overdimensjoneres. Boltekraften beregnet i RocPlane viser den laveste kraften boltene kan ha for at blokken skal anses som stabil. Som hovedregel er det bergmassen selv som er det viktigste bærende elementet (NFF 2020). Det er derfor viktig å utføre rensk av blokker der det er mulig, samt utføre sprenging på en slik måte at bergmassen er mest mulig selvbærende.



Figur 9.2: Total skjæringshelning, oppmålt i RS2.

Resultater fra vurdering med Q-slope anbefaler at den maksimale totale helningsvinkelen (β) skjæringen kan ha for å være stabil uten sikring er 57° for profil AA', 56° for profil BB' og 61° for profil CC'. Som vist i Figur 9.2 overskrider total helningsvinkel denne anbefalingen for alle profil. Da denne overskrider kun med et par grader vil ikke helningsvinkelen som er prosjektert nødvendigvis være et problem. Det må nevnes at resultatene ved bruk av Q-slope metoden er subjektiv og kan variere utfra hvem som utfører vurderingen av Q-slope, som diskuteres videre i Kapittel 9.3.

Spesielt områder langs foliasjonsplanet (sprekkesett SF) nært hyllene og skjæringsvegg, viser høy deformasjon i RS2. Det er tydelig av modellen at hyllene og pallene er utsatt for stor deformasjon, og gjennom likevektsberegning er disse blokkene ansett som ustabile (sikkerhetsfaktor < 1) uten sikringstiltak. Ved feltkartlegging er det observert at entreprenør ikke har hatt mulighet til å utføre sprenging av skjæringen som prosjektert med tydelige hyller/benker. Figur 9.3 viser bilde tatt av bergskjæring B25 etter sprenging. Av bildet kan det observeres at blokkene som er identifisert som ustabil øverst på pallene har glidd ut langs foliasjonssprekk SF. Sprekkeflatene langs foliasjonssprekk er tydelig eksponert, og faller ut mot vegen.



Figur 9.3: Bilder av skjæring tatt etter sprenging, 19.04.2023. Tydelig utglidning langs foliasjon under sprenging.

Da klare rette hyller ikke er etablert, er det mulig at hyllene ikke klarer å opprettholde sin funksjon om å være et oppsamlingssted for nedfall av stein/is. Det kan derfor diskuteres om andre sikringstiltak bør vurderes. Fra prosjekteringsrapport og innsyn i tverrfaglig 3D-modell, utlevert av Statens vegvesen er det prosjektert relativt bred grøft. Denne vil fungere godt som fanggrøft for å ta imot nedfall av stein og eventuelt is. Likevel kan steiner og mindre blokker få god fart og sprett dersom nedfall skjer fra 30 meters høyde, som kan resultere i fare for nedfall på vegbanen. Som nevnt i Kapittel 3.3.7 kan sikringsnett være et godt alternativ dersom nedfall av stein og is kan være et faktum.

9.2.1 Sammenligning av resultater fra stabilitetsvurdering

Det er utfordrende å sammenligne resultater fra programvarene Dips, RocPlane, RS2 og vurdering ved Q-slope metoden. Det blir sett på endring i sikkerhetsfaktor i RocPlane, endring i deformasjon i RS2 og maksimal helningsvinkel skjæringen kan ha for å være stabil uten sikring ved Q-slope, samt identifisering av utglidningsmekanismer i kinematisk analyse i Dips. Likevel kan metodene korreleres ved at alle metodene viser fare for plan utglidning langs foliasjonsprekk SF uten sikringstiltak. Kinematisk analyse viser 70% kritiske poler for plan utglidning langs sprekesett SF. I RS2 kan det ses av deformasjon og

deformasjonsvektorer at det vil være stor deformasjon i retning ned mot vegbanen, mens RocPlane bekrefter at blokker med høy deformasjon i RS2 er ustabile ved at sikkerhetsfaktor er mindre enn 1. Q-slope metoden er gjort for plan utglidning langs foliasjonsplanet, og viser at total prosjektert helningsvinkel er mindre enn estimert maksimal helningsvinkel skjæringen kan ha for å være stabil uten sikring. Sikring påført i form av bolter i RocPlane og RS2 viste god effekt på stabiliteten.

9.3 Evaluering av metoder

Nilsen og Palmström (2000) beskriver at numerisk modellering av bergmasser ofte kan være mer nyttig som parameteranalyse, enn for å få et endelig svar. Analysen gjort med numerisk modellering i RS2 av bergskjæring B25 er ikke identisk med faktiske forhold, da det er utfordrende å modellere blant annet sprekkesettene slik som de faktisk er på stedet. I tillegg til andre faktorer som er vanskelig å bestemme, som har blitt beskrevet tidligere; vannforhold i sprekke og seismisk påvirkning.

Som beskrevet i Kapittel 4.4 påpeker Jing (2003) at det er flere utfordringer knyttet til numerisk modellering av bergmasser. Flere faktorer i stabilitetsvurderingen ved numerisk modellering, førte til at RS2 ikke kunne konvergere. Wyllie og Mah (2004) anbefaler å utføre stabilitetsanalyse med «stages» i numerisk modellering. I RS2 ble det forsøkt å modellere utgraving av berg i sekvenser/«stages», men modellen kunne ikke konvergere med en rimelig toleranse. Det ble derfor besluttet å ha en ny fil for hver sekvens av utgraving. Resultatene viste omtrent det samme for hver hylle uansett sekvens, dermed ble stabilitetsvurderingen utført når hele skjæringen var utgravd.

Sprekkesett SF og S2 ble lagt til med tilfeldig lokasjon, med sprekkeavstand henholdsvis 2 og 3 meter. I realiteten er sprekkeavstand for sprekkesett SF = 0.2–2 meter og sprekkesett S2 = 0.5 – 5 meter. Statens Vegvesen (2023) anbefaler å analysere for verst tenkelige situasjon, men dersom sprekkeavstanden ble modellert med henholdsvis 0.2 og 0.5 meter konvergente ikke modellen, selv med høy toleranse. I noen tilfeller stoppet RS2 helt opp og avsluttet av seg selv. Wyllie (2018) påpeker at det kan være utfordrende å analysere med tette og mange sprekkesett i numerisk modellering. Et annet problem som oppsto når sprekkesettene ble satt på med tilfeldig lokasjon: der sprekkesettene krysset hverandre,

ble det dannet flere små kiler/blokker ut mot skjæringsvegg. Ved høyt vanntrykk ble disse omtrent skutt ut av skjæringsvegg, og fikk flere titalls meter deformasjon. Dersom toleransen ble satt til 0.01 kunne ikke modellen konvergere med disse små kilene/blokkene ved skjæringsvegg, og noen sprekker måtte derfor manuelt flyttes på for å få modellen til å konvergere. Det må også nevnes at det ble erfart at resultatene avhenger av toleransen. Det var store forskjeller i resultatene når toleransen ble endret, men så lenge man benytter samme toleranse for modellen med og uten sikring, vil resultatene være nyttig. Når sikring, i form av fullt innstøpte bolter, ble lagt til i modellen var det enklere å få modellen til å konvergere, og konvergeringstiden gikk betraktelig ned. RS2 kan være et nyttig verktøy for å se hvor konsentrasjonen av deformasjon er lokalisert, og deretter bruke likevektsberegning for å analysere mer detaljert for enkeltblokker.

Sammenligning av resultater i RocPlane og ved utregning med formlene presentert i kapittel 4.3 i henhold til Statens Vegvesen (2023), viste at begge metodene kan benyttes og få samme resultat. RocPlane er en enkel metode å bruke da inputparametere enkelt kan legges inn og programvaren utfører beregningen. Det er viktig å nevne at oppdaterte partialfaktorer må legges inn manuelt, per dags dato (06.06.2023). Metoden i Excel er også enkel så lenge det er tilgang på et ferdig regneark. I denne masteroppgaven ble det utarbeidet et eget regneark. Det var utfordringer knyttet til å beregne ukjente inputparametere, samt finne alle formler. Ikke alle formler står oppført i Veileder V225 fra Statens Vegvesen (2023). Det ble dermed benyttet Handbook No.2 fra Nilsen og Palmström (2000), Veileder for bruk av Eurokode 7 fra NBG (2011), samt Eurokode 8 del 1 og del 2 (Standard Norge 2014a; Standard Norge 2014b).

Q-slope er en empirisk metode som i stor grad er basert på feltkartlegging og observasjoner. Metoden kan være subjektiv og få ulikt resultat dersom flere ingeniørgeologer tar en vurdering av samme skjæring. Resultatene må derfor analyseres med et kritisk blikk. Bar og Barton (2017) beskriver at metoden er ment som en vurdering underveis i drivningen, for å kunne justere helningsvinkel på skjæringen etterhvert som den blir eksponert. Metoden er ment for skjæringer som skal være fri for fysiske sikringsmidler. Dersom skjæringer må justeres med en lavere helningsvinkel, må mer areal benyttes, som ikke alltid er et alternativ. Q-slope metoden alene vil ikke gi nok informasjon om verken total- eller detaljstabilitet, og bør benyttes sammen med andre metoder.

10 Konklusjon og anbefalinger

Konklusjon av masteroppgaven og hovedfunn blir presentert i dette kapitlet, samt forslag til videre arbeid.

10.1 Konklusjon

I denne masteroppgaven har flere ulike metoder for stabilitetsvurdering av bergskjæringer blitt brukt på bergskjæring Haltbakken B25 på prosjektet E39 Betna-Hestnes. Feltkartlegging, laboratorieundersøkelser, kinematisk analyse, vurdering med Q-slope metoden, numerisk modellering i RS2 og likevektsberegning med partialfaktoren er utført for å vurdere stabiliteten. Alle metodene for stabilitetsvurdering viser på hver sin måte at det vil være utfordringer knyttet til stabiliteten av bergskjæring B25.

- Kinematisk analyse viser at det kan oppstå plan utglidning, kileutglidning og utvelting ved bergskjæring Haltbakken B25. Der plan utglidning vil være den mest kritiske utglidningsmekanismen.
- Strøk- og fallmålinger under feltkartlegging viste en fallvinkel på $35 \pm 15^\circ$ for foliasjonsprekk SF. Sensitivitetsanalyse av svakhetsplanets fallvinkel i RocPlane viste å ha stor betydning for stabiliteten, og indikerte at blokker med fallvinkel $> 22^\circ$ anses som ustabile ved bergskjæring Haltbakken B25. I tillegg viste sensitivitetsanalysen at Joint Roughness Coefficient (JRC) og friksjonsvinkel har stor effekt på stabilitetsberegninger og stabiliteten av bergskjæringer.
- Påvirkning av vanntrykk ble analysert ved tre ulike metoder. I RocPlane hadde fullt hydrostatisk trykk større påvirkning på sikkerhetsfaktoren enn trekantfordelt vanntrykksmodell. Porevannstrykk i RS2 hadde stor betydning for modelleringen, og deformasjonen var i stor grad avhengig av endringen i porevannstrykk.
- Vurdering ved Q-slope metoden viser at total helningsvinkel skjæringen er prosjektert for overskrider maksimalt anbefalt helningsvinkel (for at skjæringen skal være stabil uten sikring) med noen få grader.

- RS2 viser høy deformasjon uten sikring, særlig langs foliasjonsplanet ut mot skjæringsvegg. Deformasjonsvektorer indikerer at bevegelsesretningen av deformasjon vil være ut mot vegbanen. Ustabile blokker som viste stor deformasjon i RS2 ble videre analysert i RocPlane ved likevektsberegning. Resultater fra likevektsberegning med partialfaktorer, indikerer at blokker langs foliasjonsplanet er ustabil ($SF > 1$) og vil gli ut mot vegbanen. Både i RS2 og RocPlane ble bolter påført. Analysen viste at sikringstiltak i form av bolter har god effekt på stabiliteten, og at minimum nødvendig boltekraft er mellom 122 – 274 kN/m, avhengig av størrelsen på de ustabile blokkene.
- Blokkene som har størst deformasjon i RS2, og som ble ansett som ustabil i RocPlane, har allerede glidd ut ved sprenging av skjæringen. Det indikerer at funnene i stabilitetsvurderingen har gitt realistiske resultater. Prosjekterte hyller har ikke vært mulig å etablere, på grunn av plan utglidning langs foliasjon under sprenging, og hyllenes funksjon som et oppsamlingssted for nedfall ikke er oppfylt. Det anbefales derfor å vurdere steinsprangnett som et tiltak for å unngå skade og ulykke ved potensielt nedfall av stein og is.

10.2 Forslag til videre arbeid

- Utføre stabilitetsanalyse for kileutglidning mellom sprekkesett SF og S1 i SWedge fra Rocscience, samt utvelting langs S2 i RocTopple.
- Utføre 3D-modellering i RS3 eller Slide3 fra Rocscience Inc. for å sammenligne resultater med 2D-modellering i RS2.
- Utføre parameteranalyse med andre bruddkriterier for å sammenligne resultatene av hvilke parametere som har stor betydning for stabilitetsvurderingen.
- Utføre detaljert stabilitetsvurdering for hele strekningen Haltbakken.
- Kartlegge grunnvannstrømning for en mer presis estimering av vanntrykk som virker på sprekkeflatene.
- Utføre detaljert dimensjonering av sikringstiltak.

Referanser

- Austad, J. (2022). *Stabilitetsanalyse av bergskjæringer med vurdering av passiv og aktiv bergsikring*. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, s. 26.
- Bar, N. og N. Barton (2017). «The Q-Slope Method for Rock Slope Engineering». I: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 50.12, s. 3307–3322.
- Barton, N. (1976). «The shear strength of rock and rock joints». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 13.9, s. 255–279. ISSN: 0148-9062.
- Barton, N. og S. Bandis (1990). «Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice». I: *Rock joints: proceedings of the International Symposium on Rock Joints, Loen, Norway 4-6 June 1990*. Red. av N. Barton og O. Stephansson. Balkema, s. 603–610. ISBN: 9061911095.
- Barton, N. og V. Choubey (1977). «The shear strength of rock joints in theory and practice». I: *Rock Mechanics Felsmekanik Mecanique des Roches* 10, s. 1–54.
- Braathen, A. og R. H. Gabrielsen (2000). «Bruddsoner i fjell – oppbygning og definisjoner». I: *GråSteinen* 7.
- Chaulya, S. K. og G. M. Prasad (2016). «Chapter 1 - Slope Failure Mechanism and Monitoring Techniques». I: *Sensing and Monitoring Technologies for Mines and Hazardous Areas*. Red. av S. K. Chaulya og G. M. Prasad. Elsevier, s. 1–86. ISBN: 978-0-12-803194-0.
- Domaas, U. og E. Grimstad (2014). «Fjell- og steinskred». I: *Skred: skredfare og sikrings tiltak: praktiske erfaringer og teoretiske prinsipper*. Universitetsforlaget. Kap. 3, s. 45–75. ISBN: 978-82-15-02391-5.
- Fadhil, A., A. Al-Adly og M. Fattah (2023). «Estimation of uniaxial compressive and indirect tensile strengths of intact rock from Schmidt hammer rebound number». I: *Journal of the Mechanical Behavior of Materials* 32 (1).
- Fossen, H. (2009). *Forkastning*. Nettside. Hentet: 15.04.2023. URL: <https://snl.no/forkastning>.
- Gercek, H. (2007). «Poisson's ratio values for rocks». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 44.1, s. 1–13. ISSN: 1365-1609.
- Goodman, R. E. (1993). *Engineering geology : rock in engineering construction*. New York: John Wiley & Sons, Inc. ISBN: 0-471-54424-8.
- Hackston, A. og E. Rutter (2016). «The Mohr–Coulomb criterion for intact rock strength and friction – a re-evaluation and consideration of failure under polyaxial stresses». I: *Solid Earth* 7.2, s. 493–508. ISSN: 1869-9529.
- Hoek, E. (1994). «Strengths of rock and rock masses». I: *ISRM News Journal* 2 (2).

- Hoek, E. (2006). *Practical Rock Engineering*, s. 341. URL: <https://www.rocsience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>.
- Hofstad, K. (2019). *Tyngdens akselerasjon*. Nettside. Hentet: 21.04.2023. URL: https://snl.no/tyngdens_akselerasjon.
- Hofstad, K. (2021). *Massetetthet*. Nettside. Hentet: 21.04.2023. URL: <https://snl.no/massetetthet>.
- Hudson, J. A. og J. P. Harrison (1997). *Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles*. Elsevier. ISBN: 978-0-08-043864-1.
- Isaksen, S. R. (2022). «Feltkartlegging og vurdering av bergskjæringer langs E39 Betna-Hestnes». I: *NTNU - TGB4570 Ingeniørgeologi fordypningsprosjekt*. Ikke publisert.
- ISRM (1978a). «SUGGESTED METHODS FOR DETERMINING SOUND VELOCITY». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 15.2, s. 55–58.
- ISRM (1978b). «Suggested methods for determining tensile strength of rock materials». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 15.3, s. 99–103.
- ISRM (1978c). «Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses: International Society for Rock Mechanics». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 15.6, s. 319–368.
- ISRM (1979). «Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 16.2, s. 137–140. ISSN: 0148-9062.
- ISRM (1985). «Suggested method for determining point load strength». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 22.2, s. 51–60.
- ISRM (2018). «ISRM Suggested Method for Determining the Basic Friction Angle of Planar Rock Surfaces by Means of Tilt Tests». I: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 51.9.
- Jang, H.-S., S.-S. Kang og B.-A. Jang (2014). «Determination of Joint Roughness Coefficients Using Roughness Parameters». I: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 47.6, s. 2061–2073. ISSN: 1434-453X.
- Jedidi, M. (2020). «Evaluation of the Quality of Concrete Structures by the Rebound Hammer Method». I: *Current Trends in Civil & Structural Engineering* 5.
- Jing, L. (2003). «A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 40.3, s. 283–353. ISSN: 1365-1609.

- Labuz, J. og A. Zang (2012). «Mohr–Coulomb Failure Criterion». I: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45. ISSN: 978-3-319-07712-3.
- Li, C. (2021). *TGB4210 Rock Mechanics. TGB4210 Bergmekanikk og geoteknikk, grunnkurs (NTNU)*. Hentet: 03.02.2023. NTNU.
- Mehranpour, M. H. og P. H. S. W. Kulatilake (2016). «Comparison of six major intact rock failure criteria using a particle flow approach under true-triaxial stress condition». I: *Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources* 2.4, s. 203–229. ISSN: 2363-8427.
- NBG (2011). *Veileder for bruk av eurokode 7 til bergteknisk prosjektering*. Tekn. rapp. Norsk Bergmekanikkgruppe. URL: <https://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2014/02/Veiledning-Eurokode-7-Versjon-1-november-2011.pdf>.
- NFF (2020). *Bergbolting: Håndbok nr. 11*. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk - NFF, s. 86. ISBN: 978-82-92641-46-0.
- Nilsen, B. (2016). *Ingeniørgeologi - Berg, Grunnkurskompendium*. Akademika.
- Nilsen, B. (2017). «Rock slope stability analysis according to Eurocode 7, discussion of some dilemmas with particular focus on limit equilibrium analysis». I: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 76.4, s. 1229–1236. ISSN: 1435-9537.
- Nilsen, B. og A. Palmström (2000). *Handbook No. 2: Engineering Geology and Rock Engineering*. Bd. 12. Norwegian Rock Mechanics Group, s. 249. ISBN: 82-91341-33-8.
- Nilsen, B. og A. Thidemann (1993). *Rock engineering*. Bd. 9. Trondheim: Norwegian Institute of Technology. Department of Hydraulic Engineering. ISBN: 8275980178.
- Norrish, N. og D. C. Wyllie (1996). «Chapter 15 - Rock Slope Stability Analysis». I: *Landslides: Investigation and Mitigation*. Transportation Research Board, s. 391–425. ISBN: 030906208X.
- Palmstrøm, A. og H. Stille (2010). *Rock engineering*. London: Thomas Telford. ISBN: 9780727740830.
- Palmström, A. og R. Singh (2001). «The deformation modulus of rock masses — comparisons between in situ tests and indirect estimates». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 16.2, s. 115–131. ISSN: 0886-7798.
- Panthi, K. K. og P. K. Shrestha (2018). «Estimating Tunnel Strain in the Weak and Schistose Rock Mass Influenced by Stress Anisotropy: An Evaluation Based on Three Tunnel Cases from Nepal». I: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 51.6, s. 1823–1838. ISSN: 1434-453X.
- Panthi, K. K. (2006). «Evaluation of Factors Influencing On Stability». I: *Analysis of Engineering Geological Uncertainties Related to Tunnelling in Himalayan Rock Mass Conditions*. Doctoral thesis at Norwegian University of Science and Technology. Kap. 3, s. 1–30. ISBN: 82-471-7825-7.

- Panthi, K. K. (2018). «Rock burst prediction methods and their applicability». I: *Rock-burst: Mechanisms, Monitoring, Warning and Mitigation*. Elsevier. Kap. 11.2.
- Panthi, K. K. (2021). «Assessment on the 2014 Jure Landslide in Nepal – a disaster of extreme tragedy». I: *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* 833, s. 012179.
- Pathak, S. og B. Nilsen (2004). «Probabilistic rock slope stability analysis for Himalayan conditions». I: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 63.1, s. 25–32. ISSN: 1435-9537.
- Patton, F. D. (1966). *Multiple Modes of Shear Failure in Rock and Related Materials*. Bd. 1. University of Illinois, s. 564.
- Raghuvanshi, T. K. (2019). «Governing factors influence on rock slope stability – Statistical analysis for plane mode of failure». I: *Journal of King Saud University - Science* 31.4, s. 1254–1263. ISSN: 1018-3647.
- Rocscience Inc. (2023a). *Define Joint Properties*. Nettside. Hentet: 14.02.2023. URL: <https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation/rs2-model/joints/define-joint-properties>.
- Rocscience Inc. (2023b). *Dips: Graphical and Statistical Analysis of Orientation Data*. Nettside. Hentet: 02.01.2023. URL: <https://www.rocscience.com/software/dips>.
- Rocscience Inc. (2023c). *RocPlane: Planar Wedge Analysis for Slopes*. Nettside. Hentet: 02.05.2023. URL: <https://www.rocscience.com/software/roplane>.
- Rocscience Inc. (2023d). *RS2: 2D Finite Element Analysis*. Nettside. Hentet: 01.02.2023. URL: <https://www.rocscience.com/software/rs2>.
- Ruiz, J. og C. Li (2014). *Measurement of the Basic Friction Angle of Rock by Three Different Tilt Test Methods*. Conference Paper.
- Rusydy, I. mfl. (2019). «Kinematic Analysis and Rock Mass Classifications for Rock Slope Failure at USAID Highways». I: *SDHM Structural Durability and Health Monitoring* 13.4, s. 379–398.
- Standard Norge (2014a). *NS-EN 1998 Eurokode 8: prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*.
- Standard Norge (2014b). *NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 5 : Fundamenter, støttestruksjoner og geotekniske forhold*. Elektronisk bok.
- Statens Vegvesen (2017). *Rapport nr. 604: Jordskjelvdesign i Statens vegvesen*. Nettside. Hentet: 01.12.2022.
- Statens Vegvesen (2019). *Ferjefri E39*. Tekn. rapp.
- Statens Vegvesen (2020). *E39 Betna-Hestnes, Geologi og skred. Ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlag*. Ingeniørgeologisk rapport fra Statens Vegvesen.

- Statens Vegvesen (2022). *Håndbok N200 Vegbygging*.
- Statens Vegvesen (2023). *Håndbok N-V225 Bergskjæringer*.
- Statens vegvesen (2021). *Signerte kontrakt for E39 Betna - Hestnes*. Nettside. Hentet: 05.02.2023. URL: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e39betnastormyra/nyhetsarkiv/signerte-kontrakt-for-e39-betna---hestnes/>.
- Stille, H. og A. Palmström (2008). «Ground behaviour and rock mass composition in underground excavations». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 23.1, s. 46–64. ISSN: 0886-7798.
- Sunnmørsposten (2019). *Steinsprang i Geiranger – ett felt stengt*. URL: <https://www.smp.no/nyheter/i/4z0o9V/steinsprang-i-geiranger-ett-felt-stengt>.
- Sweco Norge AS (2022). *E39 Betna-Hestnes: Prosjekteringsrapport bergskjæringer D06 og D07*. Prosjekteringsrapport fra Sweco og Bertelsen og Garpestad. (Ikke publisert).
- Wyllie, D. C. (1980). «Toppling rock slope failures examples of analysis and stabilization». I: *Rock mechanics* 13.2, s. 89–98. ISSN: 1434-453X.
- Wyllie, D. C. (2018). *Rock slope engineering : civil applications*. Fifth edition. Based on the third edition by E. Hoek and J. Bray. Taylor & Francis, CRC Press. ISBN: 9781498786270.
- Wyllie, D. C. og C. Mah (2004). *Rock slope engineering*.
- Yong, R. mfl. (2017). «Estimation of the joint roughness coefficient (JRC) of rock joints by vector similarity measures». I: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 77.

Vedlegg

A Laboratorieundersøkelser

A.1 Måling av UCS-kjerner fra preparering

Tabell A.1: Måling av UCS-kjerner ved preparering.

| Prøve nr. | Diameter [mm] | Lengde [mm] | Vekt [g] | Volum [cm ³] | Tetthet [g/cm ³] |
|-----------------|---------------|-------------|----------|--------------------------|------------------------------|
| UCS 1-1 | 39.67 | 104.09 | 361.33 | 128.65 | 2.81 |
| UCS 1-2 | 39.67 | 104.11 | 359.58 | 128.68 | 2.79 |
| UCS 1-3 | 39.67 | 104.09 | 359.91 | 128.65 | 2.80 |
| UCS 1-4 | 39.67 | 104.05 | 362.38 | 128.60 | 2.82 |
| UCS 1-5 | 39.66 | 103.97 | 359.78 | 128.44 | 2.80 |
| UCS 2-1 | 60.16 | 154.85 | 1206.59 | 440.17 | 2.74 |
| UCS 2-2 | 60.56 | 155.23 | 1227.28 | 447.13 | 2.74 |
| UCS 2-3 | 60.53 | 154.83 | 1216.33 | 445.54 | 2.73 |
| UCS 2-4 | 60.50 | 155.24 | 1234.89 | 446.28 | 2.77 |
| Gj.snitt | | | | | 2.78 |

A.2 Resultater fra Uniaxial Compressive Strength test

Bilder av UCS-kjerner etter testing:



Figur A.1: UCS1-kjerner etter testing.

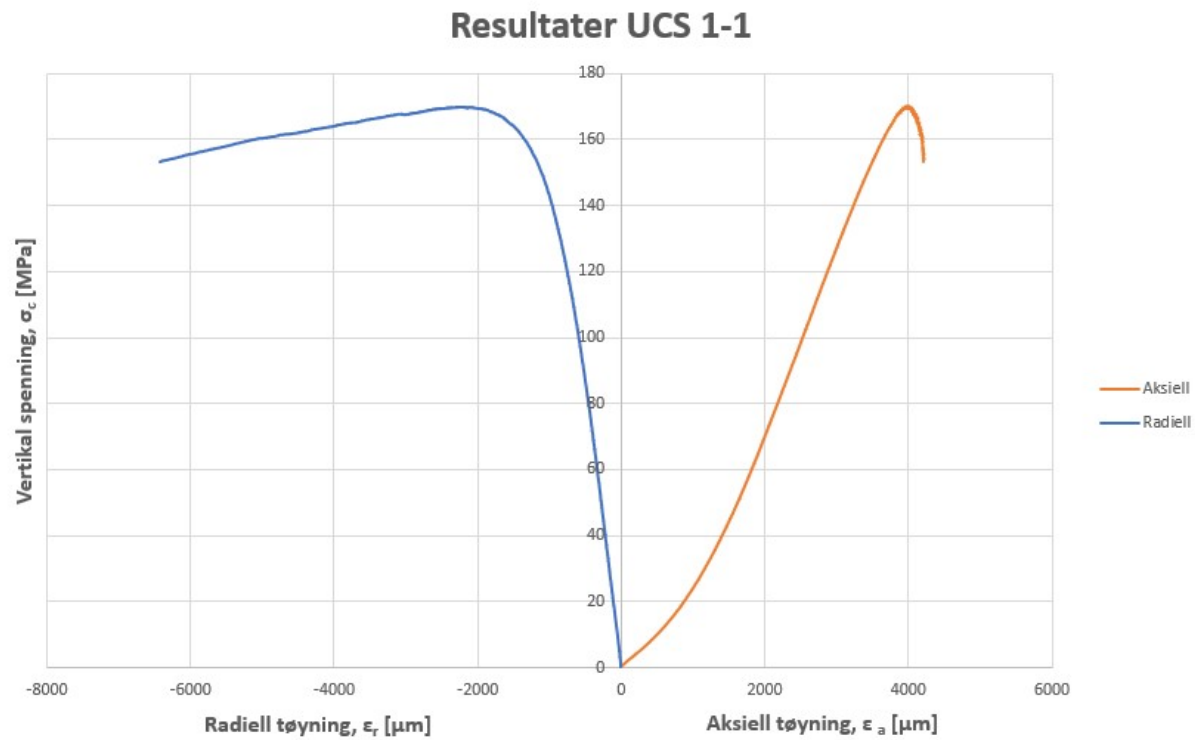


Figur A.2: UCS2-kjerner etter testing.

UCS-resultater:

Tabell A.2: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 1-1

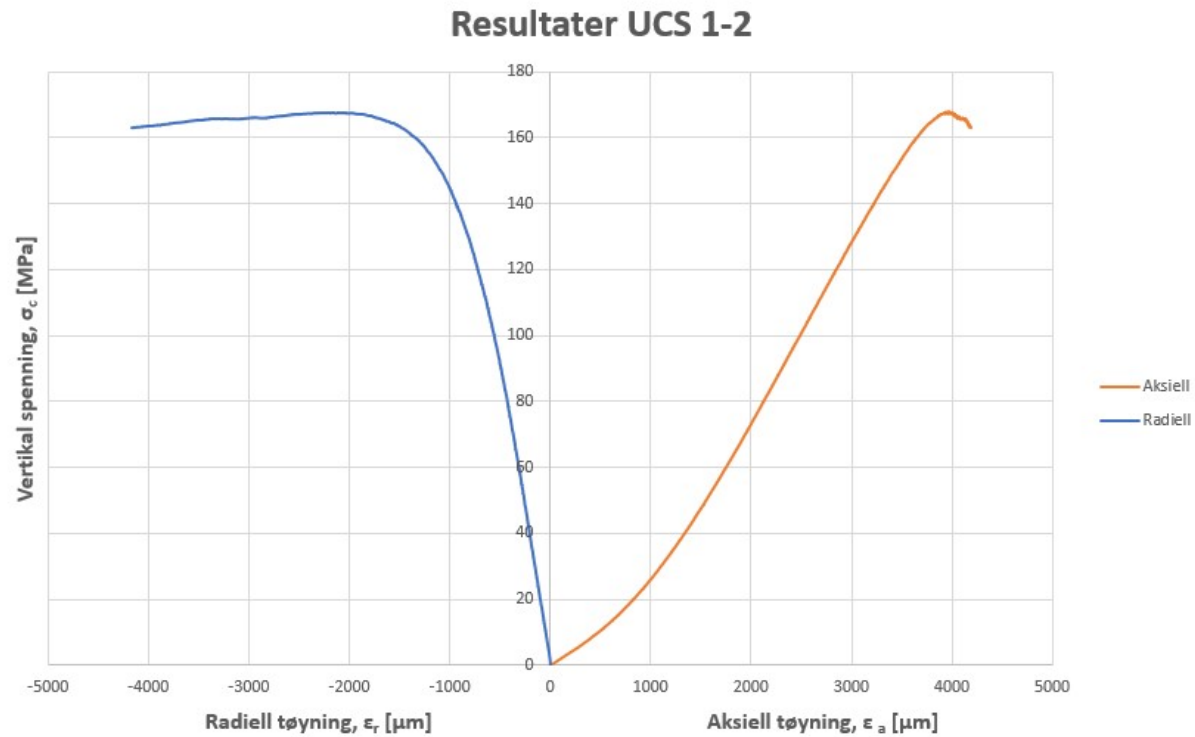
| Prøve nr. | UCS [MPa] | E-modul [GPa] | Poisson forholdstall |
|-----------|-----------|---------------|----------------------|
| UCS 1-1 | 170 | 57 | 0.38 |



Figur A.3: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 1-1

Tabell A.3: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 1-2

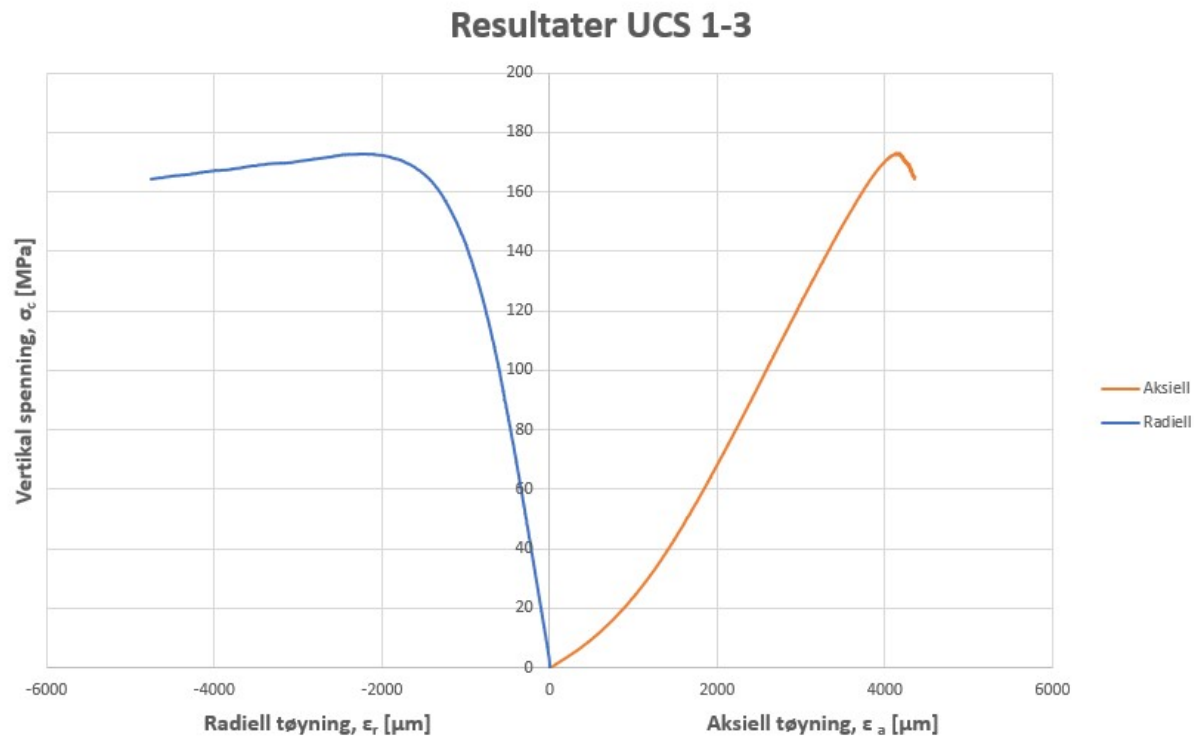
| Prøve nr. | UCS [MPa] | E-modul [GPa] | Poisson forholdstall |
|-----------|-----------|---------------|----------------------|
| UCS 1-2 | 168 | 55 | 0.35 |



Figur A.4: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 1-2

Tabell A.4: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 1-3

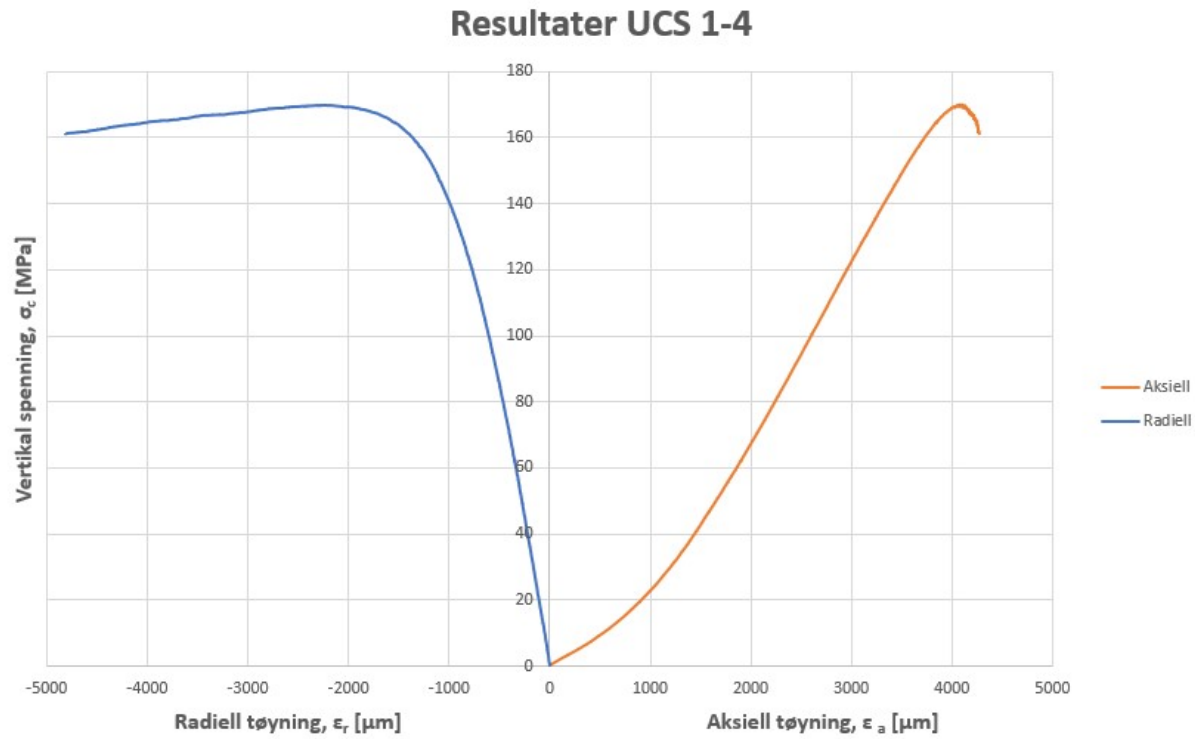
| Prøve nr. | UCS [MPa] | E-modul [GPa] | Poisson forholdstall | Bruddvinkel [°] |
|-----------|-----------|---------------|----------------------|-----------------|
| UCS 1-3 | 173 | 55 | 0.37 | |



Figur A.5: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 1-3

Tabell A.5: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 1-4

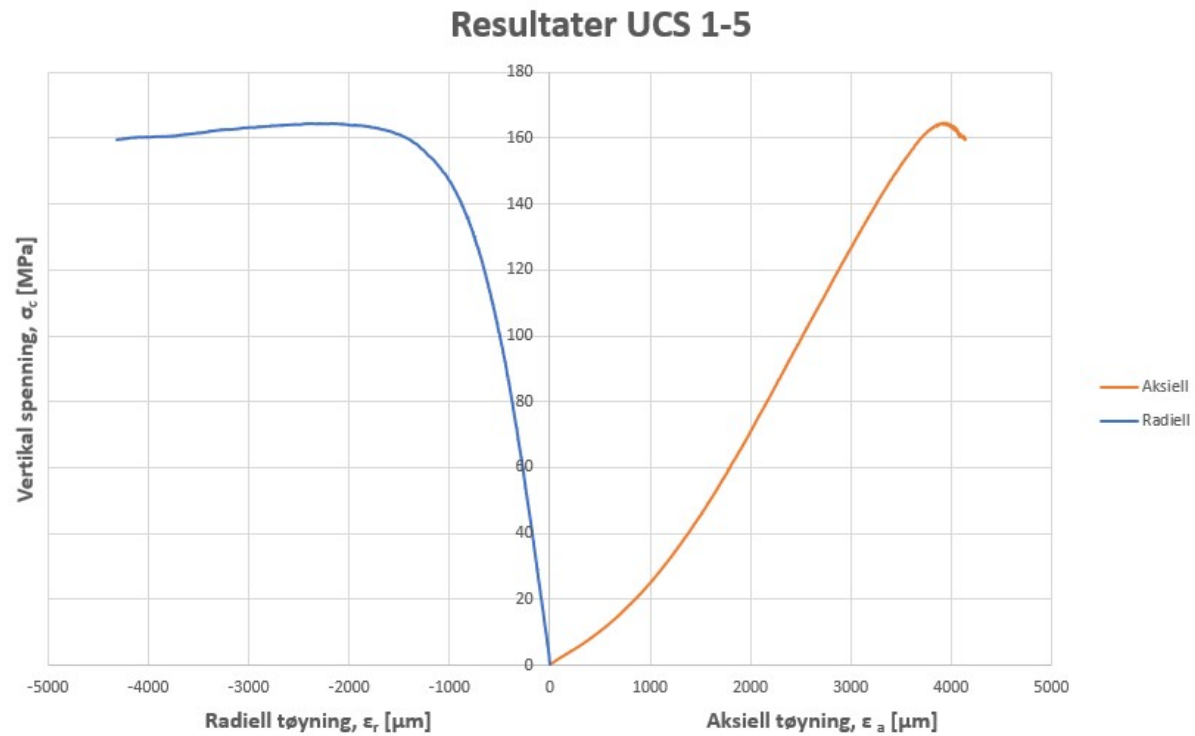
| Prøve nr. | UCS [MPa] | E-modul [GPa] | Poisson forholdstall | Bruddvinkel [°] |
|-----------|-----------|---------------|----------------------|-----------------|
| UCS 1-4 | 170 | 55 | 0.38 | |



Figur A.6: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 1-4

Tabell A.6: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 1-5

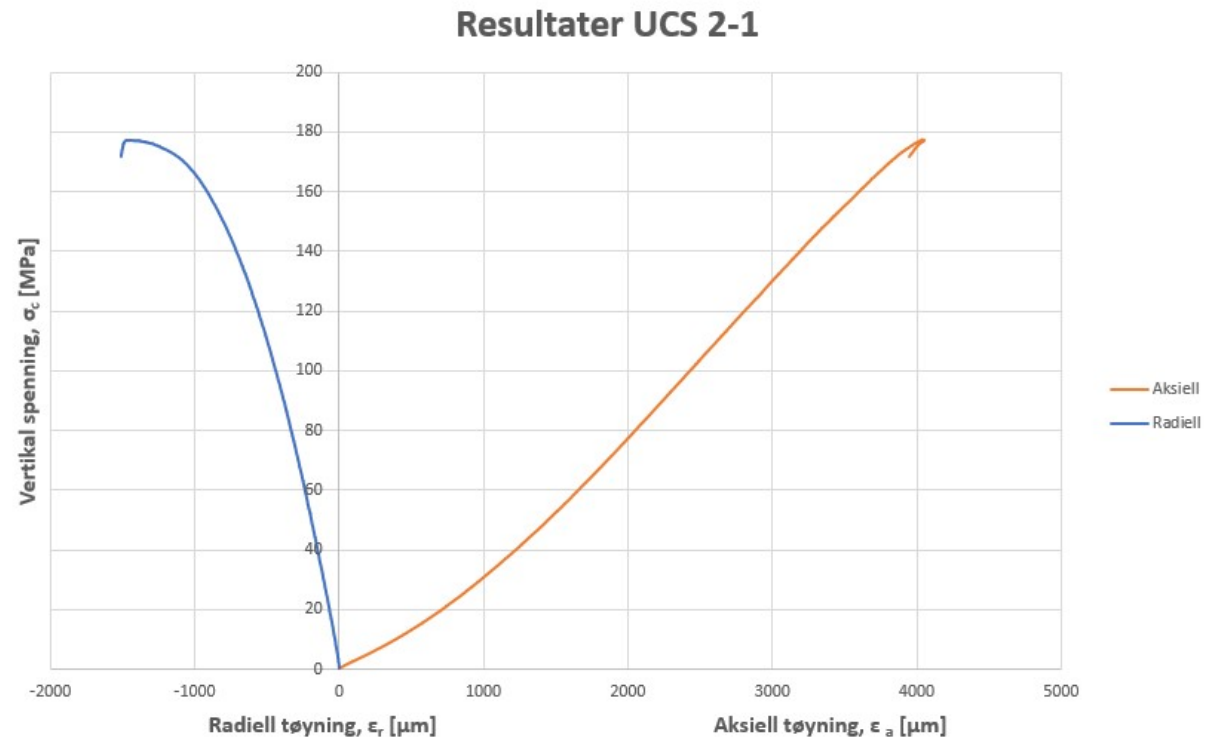
| Prøve nr. | UCS [MPa] | E-modul [GPa] | Poisson forholdstall | Bruddvinkel [°] |
|-----------|-----------|---------------|----------------------|-----------------|
| UCS 1-5 | 165 | 56 | 0.32 | |



Figur A.7: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 1-5

Tabell A.7: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 2-1

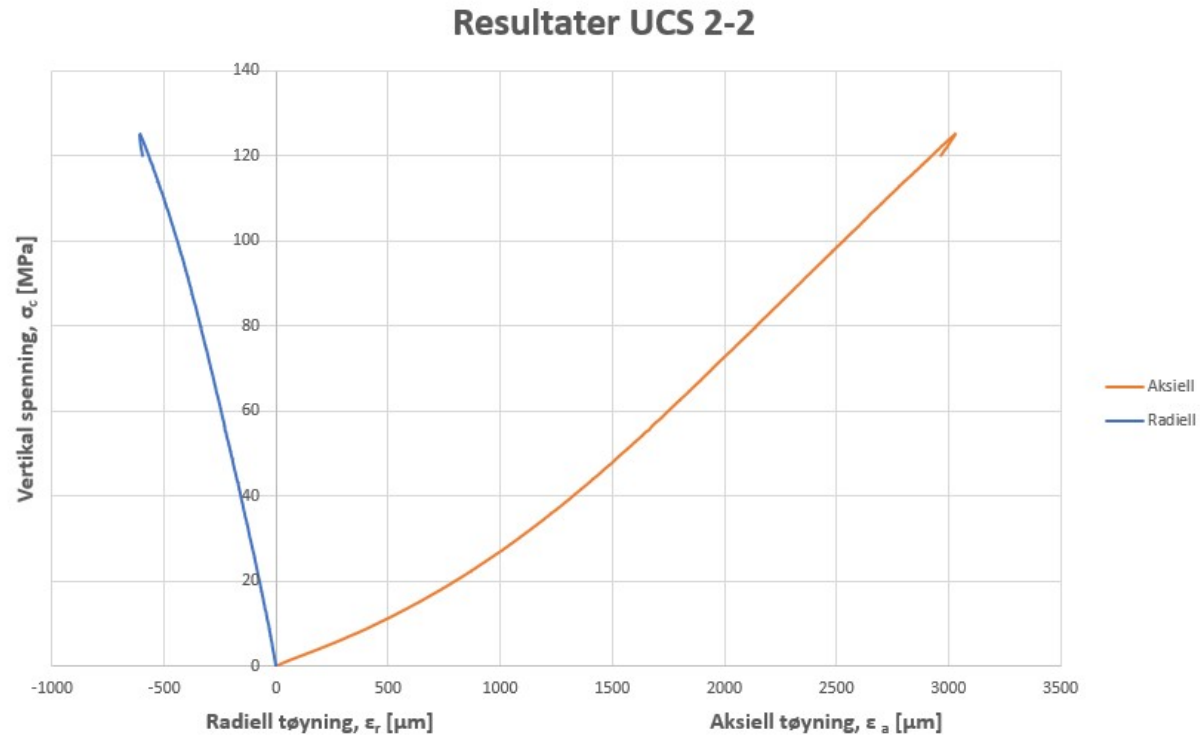
| Prøve nr. | UCS [MPa] | E-modul [GPa] | Poisson forholdstall | Bruddvinkel [°] |
|-----------|-----------|---------------|----------------------|-----------------|
| UCS 2-1 | 177 | 53 | 0.28 | |



Figur A.8: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 2-1

Tabell A.8: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 2-2

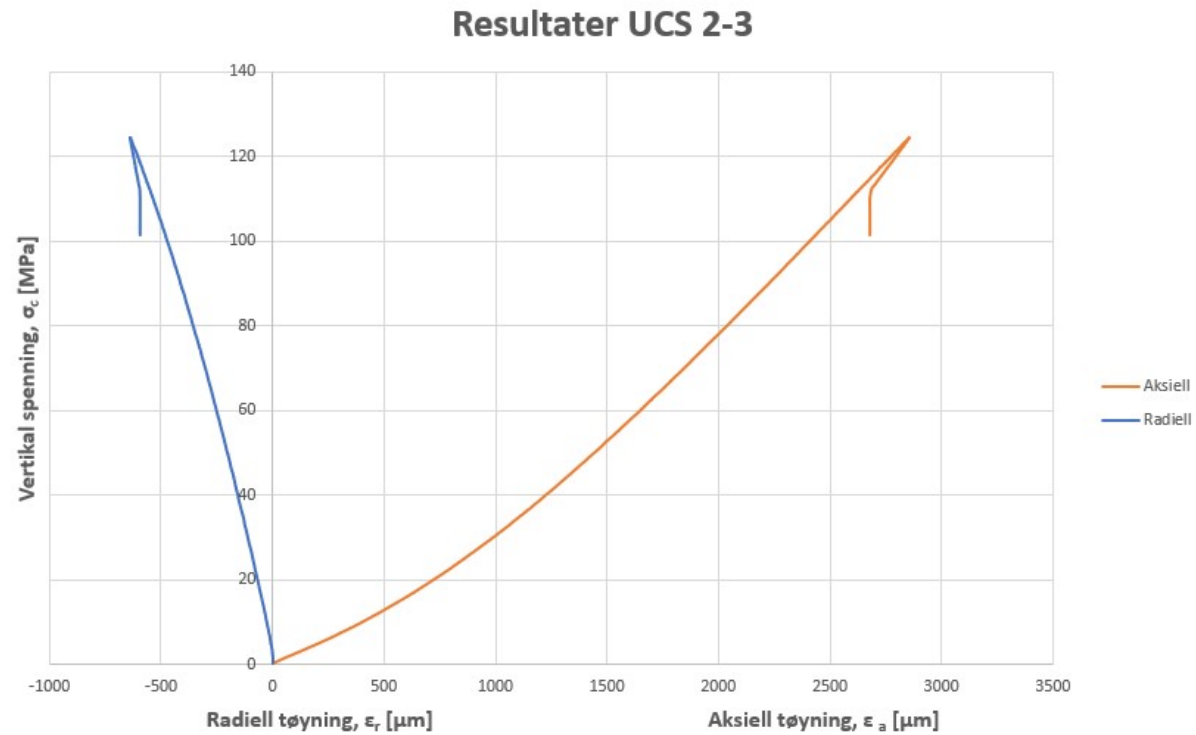
| Prøve nr. | UCS [MPa] | E-modul [GPa] | Poisson forholdstall | Bruddvinkel [°] |
|-----------|-----------|---------------|----------------------|-----------------|
| UCS 2-2 | 178 | 51 | 0.25 | |



Figur A.9: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 2-2

Tabell A.9: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 2-3

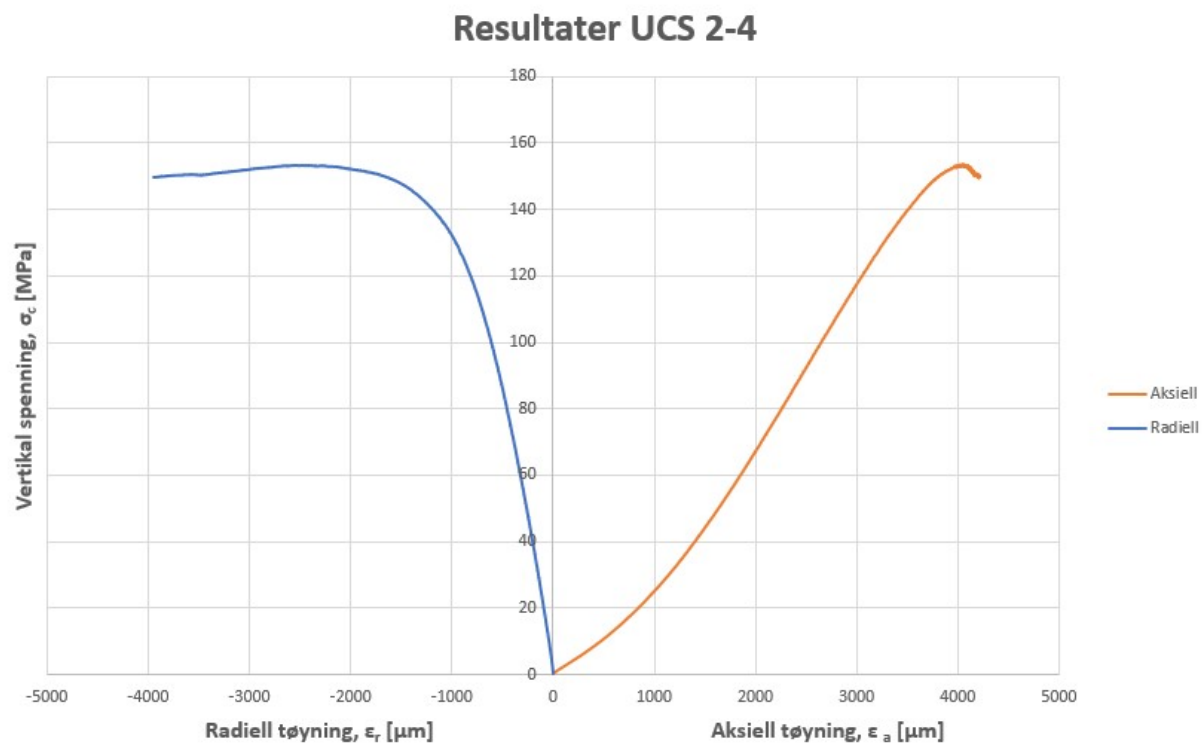
| Prøve nr. | UCS [MPa] | E-modul [GPa] | Poisson forholdstall | Bruddvinkel [°] |
|-----------|-----------|---------------|----------------------|-----------------|
| UCS 2-3 | 200 | 55 | 0.34 | |



Figur A.10: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 2-3

Tabell A.10: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 2-4

| Prøve nr. | UCS [MPa] | E-modul [GPa] | Poisson forholdstall | Bruddvinkel [°] |
|-----------|-----------|---------------|----------------------|-----------------|
| UCS 2-4 | 153 | 50 | 0.35 | |



Figur A.11: Resultater fra UCS-test prøvenr. UCS 2-4

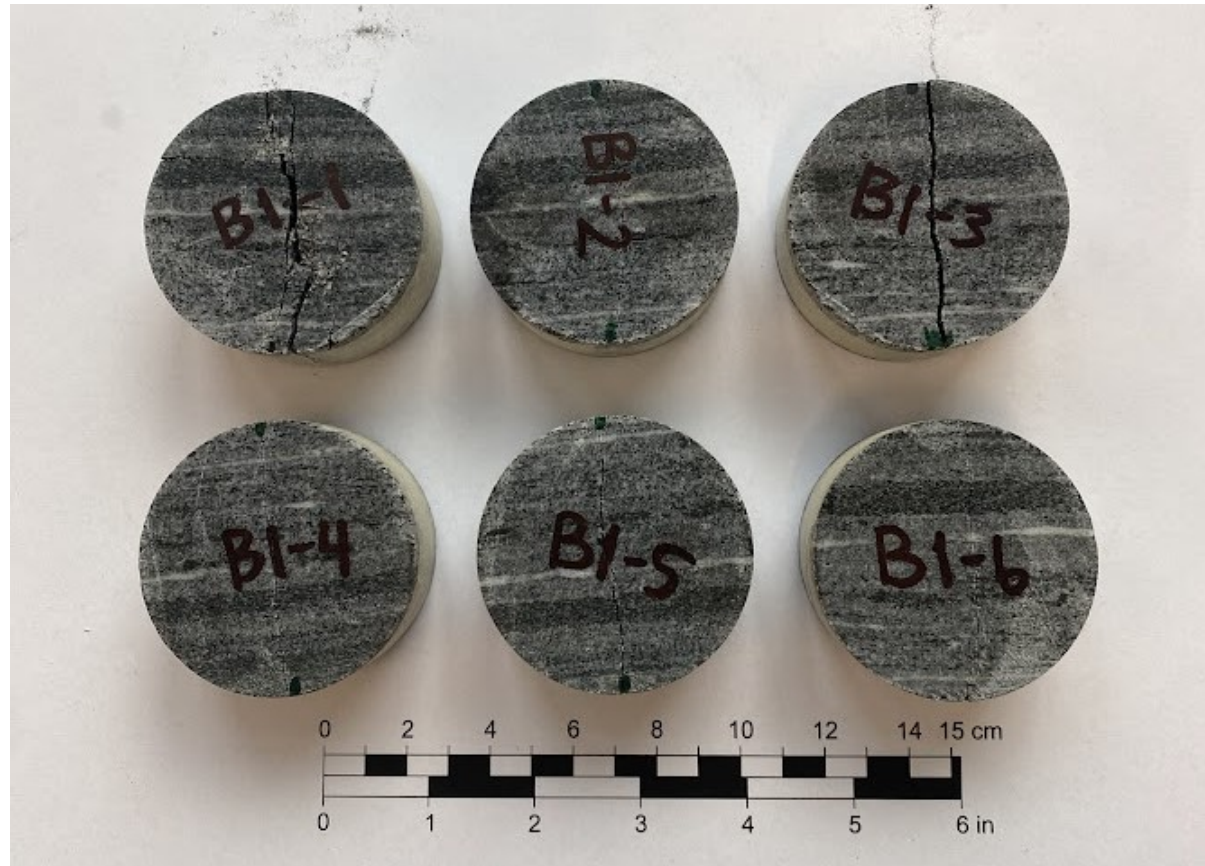
A.3 Resultater fra Brazilian tensile strength-test

Tabell A.11: Resultater fra Brazilian tensile strength-test av granittisk gneis, prøveserie 1. Utført i UCS-apparat.

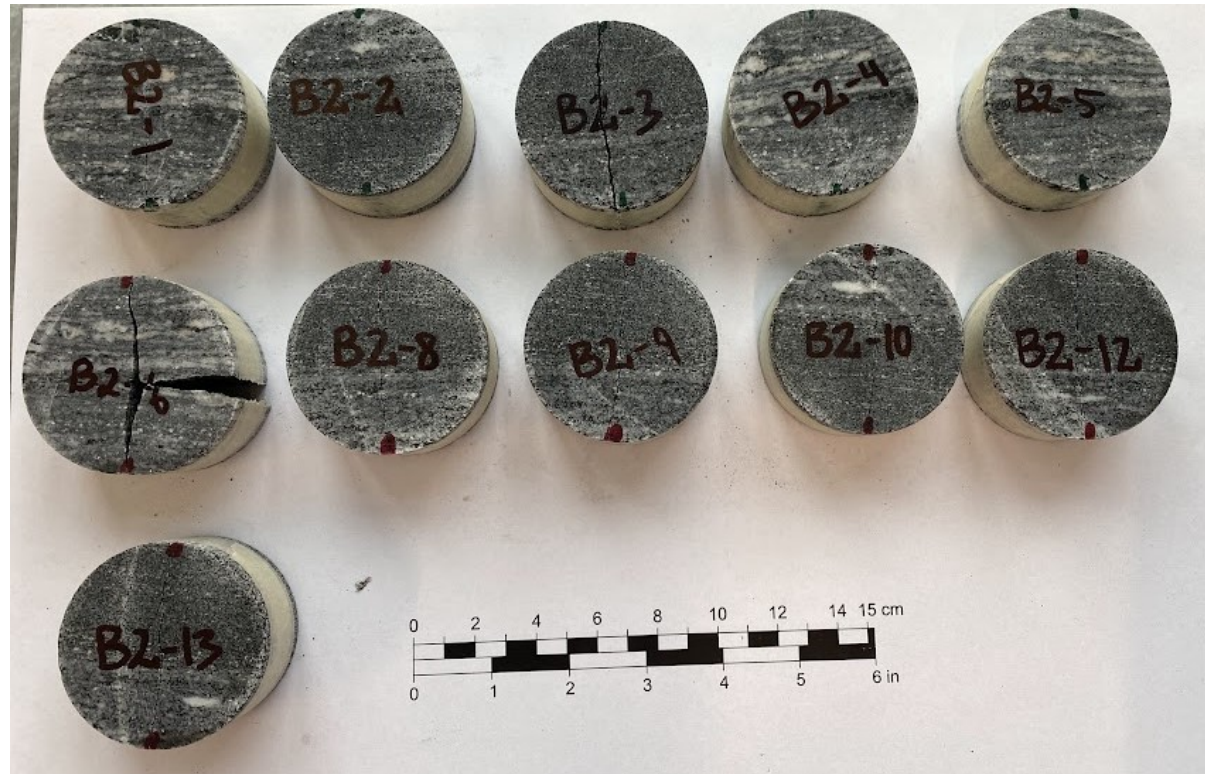
| Prøvenr. | D (mm) | Tykkelse (mm) | σ_t (MPa) |
|-----------------|--------|---------------|------------------|
| B1-1 | 60.55 | 30.21 | 10.6 |
| B1-2 | 60.68 | 30.36 | 9.7 |
| B1-3 | 60.63 | 30.10 | 10.1 |
| B1-4 | 60.56 | 30.09 | 10.1 |
| B1-5 | 60.57 | 30.25 | 10.1 |
| B1-6 | 60.62 | 30.52 | 10.5 |
| Gj.snitt | | | 10.2 |
| Min. | | | 9.7 |
| SD | | | 0.34 |

Tabell A.12: Resultater fra Brazilian tensile strength-test av granittisk gneis, prøveserie 2. Utført i UCS-apparat.

| Prøvenr. | D (mm) | Tykkelse (mm) | σ_t (MPa) |
|-----------------|---------------|----------------------|------------------------------------|
| B2-1 | 60.39 | 30.79 | 10.7 |
| B2-2 | 60.26 | 30.84 | 9.3 |
| B2-3 | 60.29 | 30.64 | 8.3 |
| B2-4 | 60.24 | 30.20 | 10.2 |
| B2-5 | 60.37 | 30.52 | 11.3 |
| B2-6 | 60.25 | 30.64 | 9.9 |
| B2-7 | 60.19 | 30.55 | 8.3 |
| B2-8 | 60.29 | 30.67 | 9.0 |
| B2-9 | 60.43 | 30.17 | 8.7 |
| B2-10 | 60.38 | 30.82 | 9.5 |
| B2-11 | 60.22 | 30.62 | 8.7 |
| Gj.snitt | | | 9.4 |
| Min. | | | 8.3 |
| SD | | | 0.99 |



Figur A.12: Prøvestykker etter Brazil-test, blokk 1.



Figur A.13: Prøvestykker etter Brazil-test, blokk 2.

A.4 Resultater fra Punktlasttest

Tabell A.13: Resultater fra punktlasttest i diametral retning, prøveserie 1.

| Prøve nr. | D [mm] | Tall | P [kN] | D_e^2 [mm ²] | D_e [mm] | I_s | F | $I_s(50)$ [MPa] |
|-----------|--------|------|--------|----------------------------|------------|-------|------|-----------------|
| 1-1 | 39.67 | 9.50 | 9.12 | 1573.71 | 39.67 | 5.80 | 0.90 | 5.22 |
| 1-2 | 139.67 | 8.14 | 7.81 | 1573.71 | 39.67 | 4.97 | 0.90 | 4.47 |
| 1-3 | 39.67 | 8.52 | 8.18 | 1573.71 | 39.67 | 5.20 | 0.90 | 4.68 |
| 1-4 | 39.67 | 9.24 | 8.87 | 1573.71 | 39.67 | 5.64 | 0.90 | 5.08 |
| 1-5 | 39.67 | 7.32 | 7.03 | 1573.71 | 39.67 | 4.47 | 0.90 | 4.02 |
| 1-6 | 39.67 | 8.16 | 7.83 | 1573.71 | 39.67 | 4.98 | 0.90 | 4.49 |
| 1-7 | 39.67 | 7.96 | 7.64 | 1573.71 | 39.67 | 4.86 | 0.90 | 4.38 |

Tabell A.14: Resultater fra punktlasttest i aksiell retning, prøveserie 1.

| Prøve nr. | W [mm] | D [mm] | Tall | P [kN] | D_e^2 [mm ²] | D_e [mm] | I_s | F | $I_s(50)$ [MPa] |
|-----------|--------|--------|-------|--------|----------------------------|------------|-------|------|-----------------|
| 1-1 | 39.67 | 38.71 | 14.68 | 14.09 | 1955.22 | 44.22 | 7.21 | 0.95 | 6.82 |
| 1-2 | 39.67 | 24.90 | 10.58 | 10.16 | 1257.68 | 35.46 | 8.08 | 0.86 | 6.92 |
| 1-3 | 39.67 | 26.33 | 11.84 | 11.37 | 1329.91 | 36.47 | 8.55 | 0.87 | 7.42 |
| 1-4 | 39.67 | 35.08 | 16.86 | 16.19 | 1771.87 | 42.09 | 9.13 | 0.93 | 8.45 |
| 1-5 | 39.67 | 24.22 | 11.58 | 11.12 | 1223.34 | 34.98 | 9.09 | 0.85 | 7.74 |
| 1-6 | 39.67 | 23.59 | 11.04 | 10.60 | 1191.52 | 34.52 | 8.89 | 0.85 | 7.53 |
| 1-7 | 39.67 | 21.03 | 10.78 | 10.35 | 1062.21 | 32.59 | 9.74 | 0.82 | 8.04 |
| 1-8 | 39.67 | 28.86 | 11.64 | 11.17 | 1457.70 | 38.18 | 7.67 | 0.89 | 6.79 |
| 1-9 | 39.67 | 28.49 | 14.82 | 14.23 | 1439.01 | 37.93 | 9.89 | 0.88 | 8.73 |
| 1-10 | 39.67 | 20.80 | 8.88 | 8.52 | 1050.60 | 32.41 | 8.11 | 0.82 | 6.68 |
| 1-11 | 39.67 | 24.49 | 11.08 | 10.64 | 1236.98 | 35.17 | 8.60 | 0.85 | 7.34 |
| 1-12 | 39.67 | 25.01 | 10.98 | 10.54 | 1263.24 | 35.54 | 8.34 | 0.86 | 7.16 |

Tabell A.15: Resultater fra punktlasttest i diametral retning, prøveserie 2.

| Prøve nr. | D [mm] | Tall | P [kN] | D_e^2 [mm ²] | D_e [mm] | I_s | F | $I_s(50)$ [MPa] |
|-----------|--------|-------|--------|----------------------------|------------|-------|------|-----------------|
| 2-1 | 60.53 | 11.32 | 10.87 | 3663.88 | 60.53 | 2.97 | 1.09 | 3.23 |
| 2-2 | 60.53 | 14.08 | 13.52 | 3663.88 | 60.53 | 3.69 | 1.09 | 4.02 |
| 2-3 | 60.53 | 11.10 | 10.66 | 3663.88 | 60.53 | 2.91 | 1.09 | 3.17 |
| 2-4 | 60.53 | 13.00 | 12.48 | 3663.88 | 60.53 | 3.41 | 1.09 | 3.71 |
| 2-5 | 60.53 | 14.22 | 13.65 | 3663.88 | 60.53 | 3.73 | 1.09 | 4.06 |
| 2-6 | 60.53 | 13.12 | 12.60 | 3663.88 | 60.53 | 3.44 | 1.09 | 3.75 |

Tabell A.16: Resultater fra punktlasttest i aksial retning, prøveserie 2.

| Prøve nr. | W [mm] | D [mm] | Tall | P [kN] | D_e^2 [mm ²] | D_e [mm] | I_s | F | $I_s(50)$ [MPa] |
|-----------|--------|--------|-------|--------|----------------------------|------------|-------|------|-----------------|
| 2-1 | 60.53 | 33.28 | 19.30 | 18.53 | 2564.86 | 50.64 | 7.22 | 1.01 | 7.27 |
| 2-2 | 60.53 | 31.02 | 18.20 | 17.47 | 2390.69 | 48.89 | 7.31 | 0.99 | 7.24 |
| 2-3 | 60.53 | 36.98 | 20.96 | 20.12 | 2850.02 | 53.39 | 7.06 | 1.03 | 7.27 |
| 2-4 | 60.53 | 32.11 | 17.18 | 16.49 | 2474.69 | 49.75 | 6.66 | 1.00 | 6.65 |
| 2-5 | 60.53 | 34.80 | 20.58 | 19.76 | 2682.01 | 51.79 | 7.37 | 1.02 | 7.48 |
| 2-6 | 60.53 | 36.22 | 20.60 | 19.78 | 2791.45 | 52.83 | 7.08 | 1.03 | 7.26 |
| 2-7 | 60.53 | 31.57 | 21.72 | 20.85 | 2433.07 | 49.33 | 8.57 | 0.99 | 8.52 |
| 2-8 | 60.53 | 36.41 | 16.40 | 15.74 | 2806.09 | 52.97 | 5.61 | 1.03 | 5.76 |
| 2-9 | 60.53 | 32.29 | 18.12 | 17.40 | 2488.56 | 49.89 | 6.99 | 1.00 | 6.98 |
| 2-10 | 60.53 | 33.72 | 17.68 | 16.97 | 2598.77 | 50.98 | 6.53 | 1.01 | 6.59 |

A.5 Resultater fra tilt-test

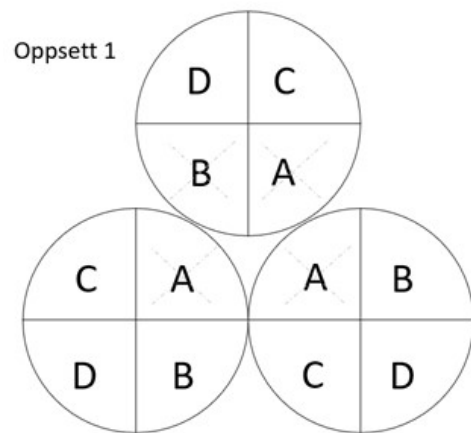
Tilt-test, prøveserie 1

Tabell A.17: Basis friksjonsvinkel funnet ved Tilt-test, prøveserie 1.

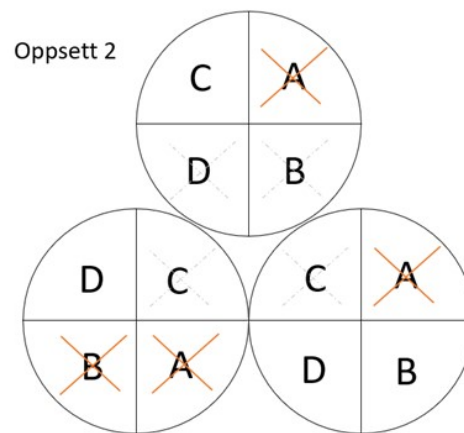
| Serie i | β_1 (°) | β_2 (°) | β_3 (°) | β_4 (°) | β_5 (°) | $\phi_{b,i}$ (°) |
|---------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|---------------------|
| 1-1 | 40.2 | 34.2 | 34.0 | 33.4 | 34.0 | 30.3 |
| 1-2 | 35.5 | 32.2 | 35.2 | 33.9 | 33.5 | 30.2 |
| 1-3 | 33.0 | 32.4 | 32.3 | 31.6 | 32.3 | 28.7 |
| ϕ_b | | | | | | 29.7 |
| Min. ϕ_b | | | | | | 28.7 |
| SD ϕ_b | | | | | | 2.0 |



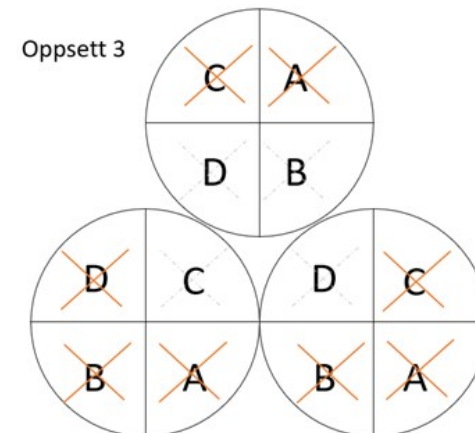
Figur A.14: Oppsett tilt-test, prøveserie 1.



(a) Subcaption



(b) SubCaption



(c) SubCaption

Figur A.15: En illustrasjon på oppsettet av tilt-test, prøveserie 1. Hvert oppsett testes fem ganger, før det settes kryss på kvartdelene som er testet.

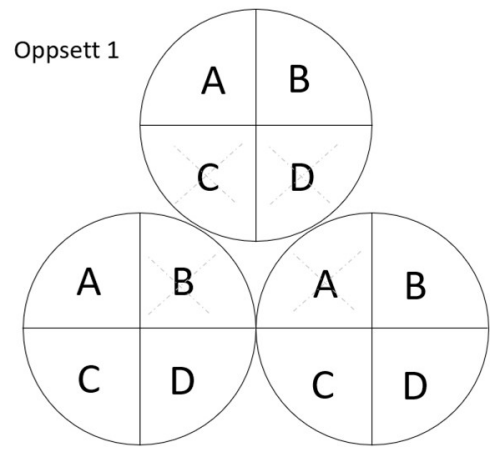
Tilt-test, prøveserie 2

Tabell A.18: Basis friksjonsvinkel funnet ved Tilt-test, prøveserie 2.

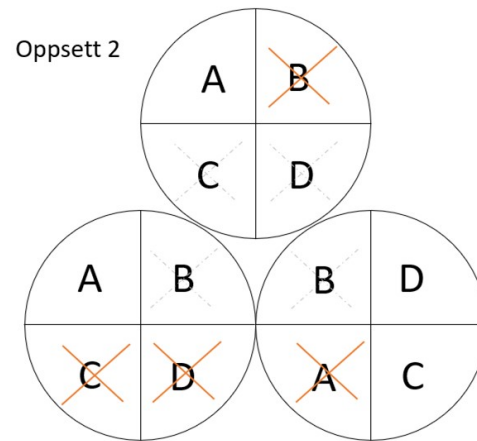
| Serie i | β_1 (°) | β_2 (°) | β_3 (°) | β_4 (°) | β_5 (°) | $\phi_{b,i}$ (°) |
|---------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|---------------------|
| 2-1 | 38.7 | 36.6 | 35.3 | 35.7 | 36.2 | 32.4 |
| 2-2 | 40.4 | 35.6 | 36.4 | 36.0 | 36.4 | 32.6 |
| 2-3 | 39.7 | 37.0 | 36.9 | 36.7 | 34.5 | 33.0 |
| ϕ_b | | | | | | 32.6 |
| Min. ϕ_b | | | | | | 32.4 |
| SD ϕ_b | | | | | | 1.5 |



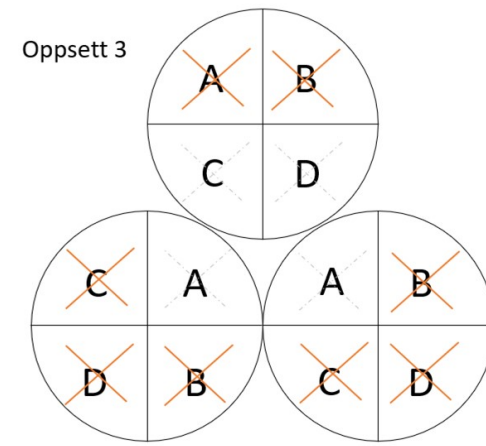
Figur A.16: Oppsett tilt-test, prøveserie 2.



(a) Subcaption



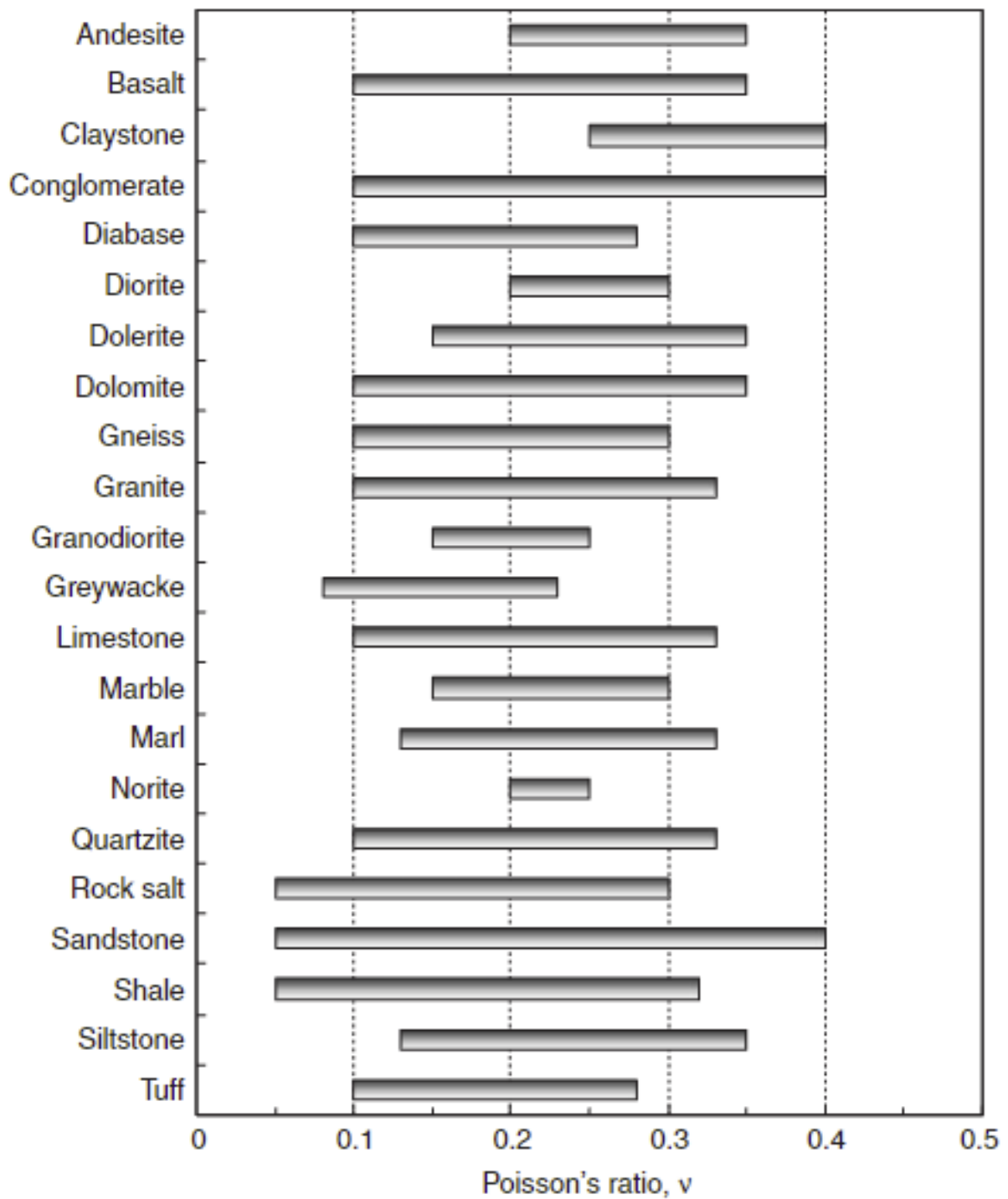
(b) SubCaption



(c) SubCaption

Figur A.17: En illustrasjon på oppsettet av tilt-test, prøveserie 2. Hvert oppsett testes fem ganger, før det settes kryss på kvartdelene som er testet.

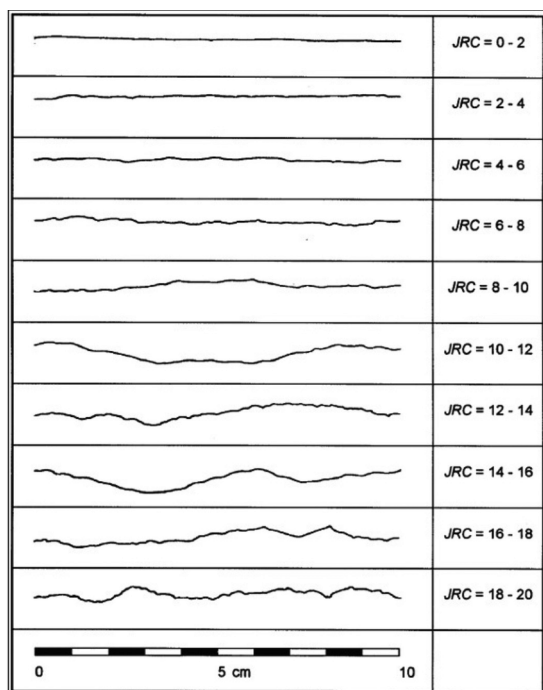
A.6 Poisson's forholdstall - typiske verdier



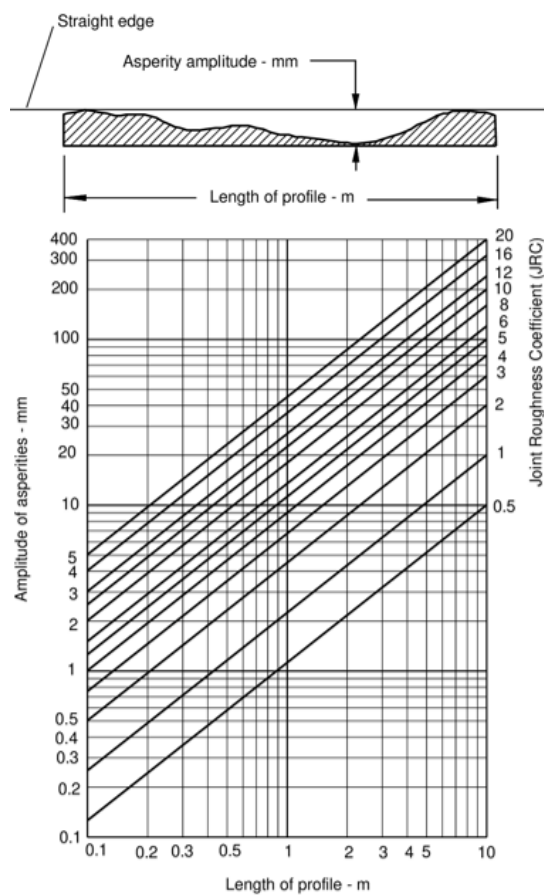
Figur A.18: Typiske verdier av Poisson's forholdstall for ulike bergarter (Gercek 2007).

B Feltkartlegging

B.1 Joint Roughness Coefficient (JRC)



(a) Ruhetsprofiler til sammenligning for å bestemme JRC-verdi (Hoek 2006).



(b) Diagram for bestemmelse av JRC-verdi. Verdien er avhengig av lengden av profilet og maksimal amplitude (Hoek 2006).

Figur B.1: Bestemmelse av JRC i storskala (a) og småskala (b).

Tabell B.1: JRC-verdier ved bruk av metermåler og JRC-diagram.

| Sprekkesett S1 | | | |
|-----------------|----------------------|------------------|-----|
| Profilnr. | Amplitude [mm] | Profillengde [m] | JRC |
| 9630 | 16 | 1 | 7 |
| 9650 | 30 | 1 | 14 |
| 9700 | 35 | 1 | 16 |
| 8630 | 25 | 1 | 12 |
| 8630 | 54 | 1 | 20 |
| 8630 | <i>Barton's comb</i> | 0.1 | 6 |
| 8630 | <i>Barton's comb</i> | 0.1 | 18 |
| Gj.snitt | | | 13 |
| Min. | | | 6 |
| SD | | | 5.4 |

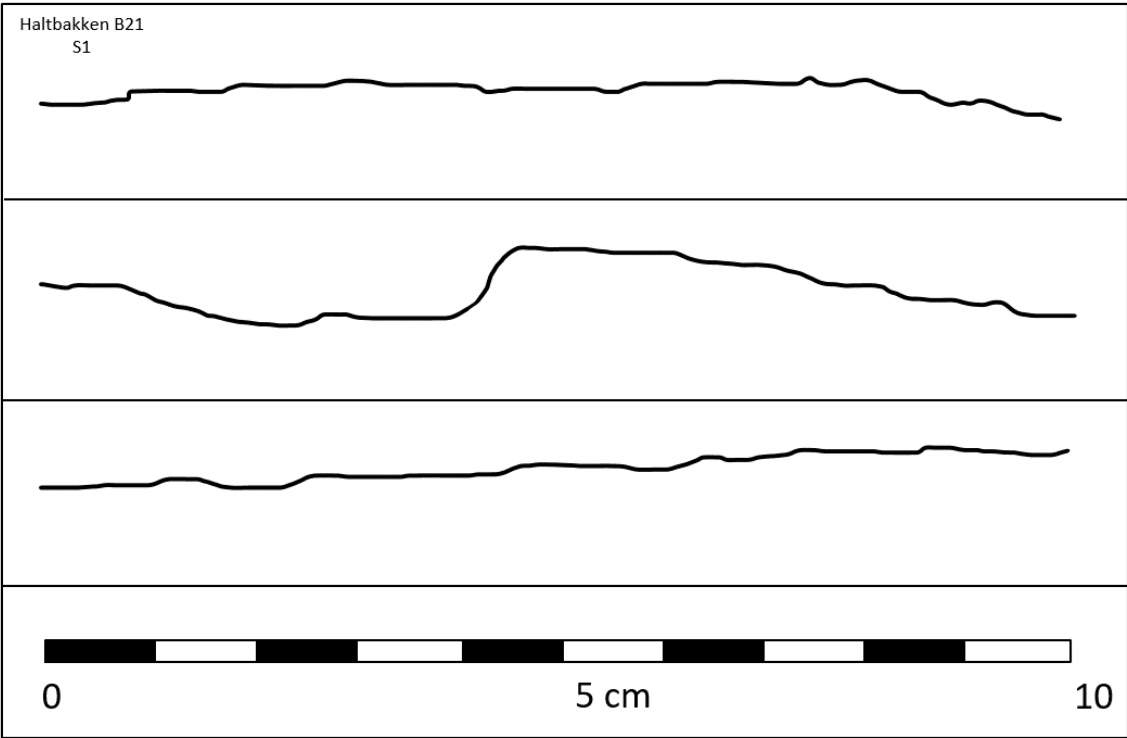
Tabell B.2: JRC-verdier ved bruk av metermåler og JRC-diagram.

| Sprekkesett S2 | | | |
|-----------------|----------------------|------------------|-----|
| Profilnr. | Amplitude [mm] | Profillengde [m] | JRC |
| 9630 | 30 | 1 | 14 |
| 9650 | 21 | 1 | 10 |
| 9700 | 49 | 1 | 20 |
| 8630 | <i>Barton's comb</i> | 0.1 | 8 |
| 8630 | <i>Barton's comb</i> | 0.1 | 16 |
| Gj.snitt | | | 14 |
| Min. | | | 8 |
| SD | | | 5.0 |

Tabell B.3: JRC-verdier ved bruk av metermåler og JRC-diagram.

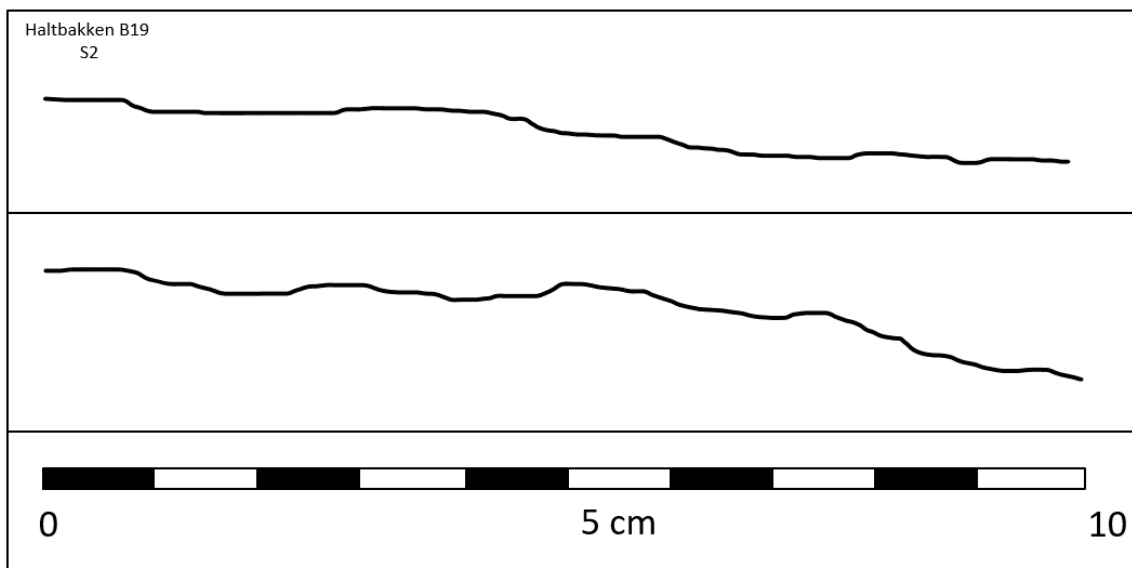
| Sprekkesett SF | | | |
|-----------------|----------------------|------------------|-----|
| Profilnr. | Amplitude [mm] | Profillengde [m] | JRC |
| 9630 | 4 | 1 | 2 |
| 9700 | 2 | 1 | 1 |
| 9650 | 5 | 0.1 | 2 |
| 8630 | 2 | 1 | 1 |
| 8630 | <i>Barton's comb</i> | 0.1 | 2 |
| Gj.snitt | | | 2 |
| Min. | | | 1 |
| SD | | | 0.5 |

Ruhetsprofil for sprekksett S1 - Barton's comp



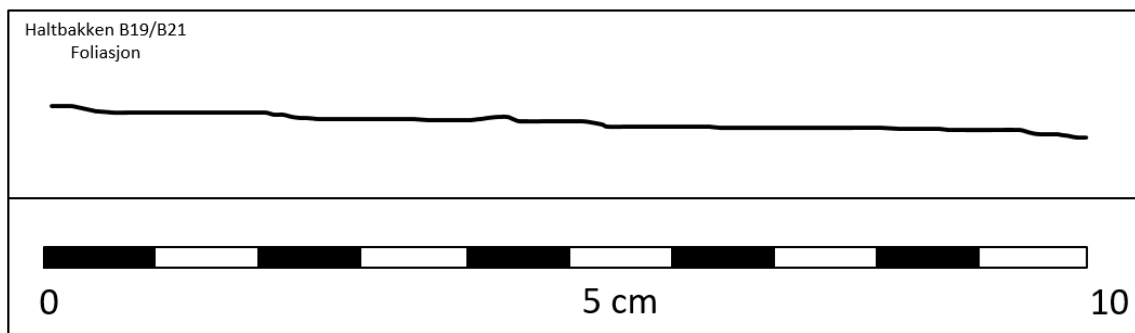
Figur B.2: Ruhetsprofil S1

Ruhetsprofil for sprekksett S2 - Barton's comp



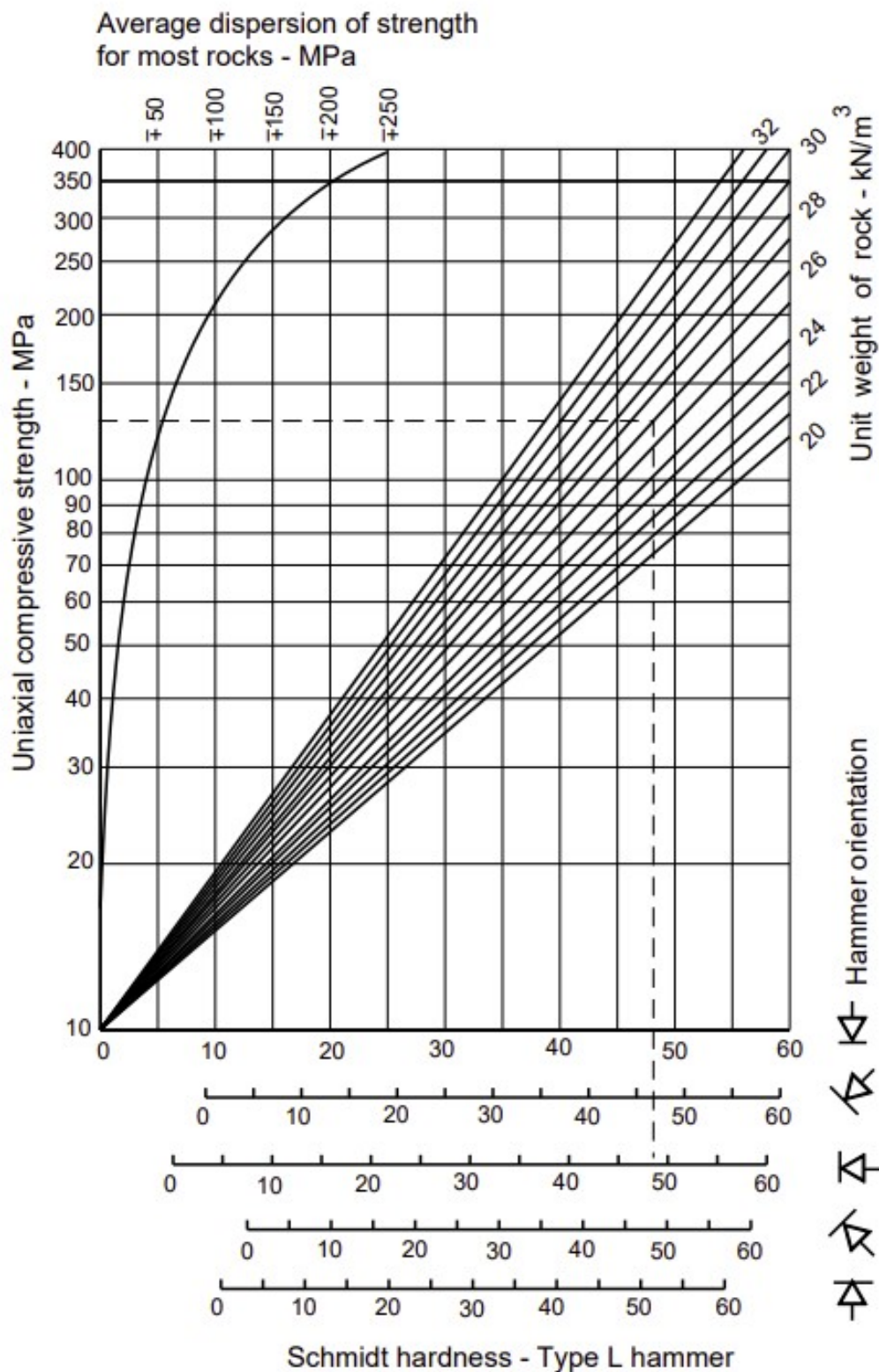
Figur B.3: Ruhetsprofil S2

Ruhetsprofil for sprekksett SF - Barton's comp



Figur B.4: Ruhetsprofil foliasjonssprekk SF

B.2 Joint Compressive Strength (JCS)



Figur B.5: Diagram for bestemmelse av JCS, basert på Schmidt-hardhet og bergartens tyngdetetthet (Hoek 2006).

Tabell B.4: Resultater JCS - Schmidthammermålinger

| Sprekkesett S1 | | | |
|-----------------------|------------------------|--|------------------|
| Profilnr. | Schmidt-hardhet | Tyngdetetthet av bergart [kN/m³] | JCS [MPa] |
| 9630 | 48 | 27 | 145 |
| 9650 | 50 | 27 | 150 |
| 9700 | 47 | 27 | 145 |
| 8630 | 58 | 26 | 180 |
| 8630 | 55 | 26 | 190 |
| Gj.snitt | | | 162 |
| Min. | | | 145 |
| SD | | | 21.4 |

Tabell B.5: Resultater JCS - Schmidthammermålinger

| Sprekkesett S2 | | | |
|-----------------------|------------------------|--|------------------|
| Profilnr. | Schmidt-hardhet | Tyngdetetthet av bergart [kN/m³] | JCS [MPa] |
| 9630 | 53 | 27 | 170 |
| 8630 | 52 | 26 | 150 |
| 8630 | 60 | 26 | 225 |
| Gj.snitt | | | 182 |
| Min. | | | 150 |
| SD | | | 38.8 |

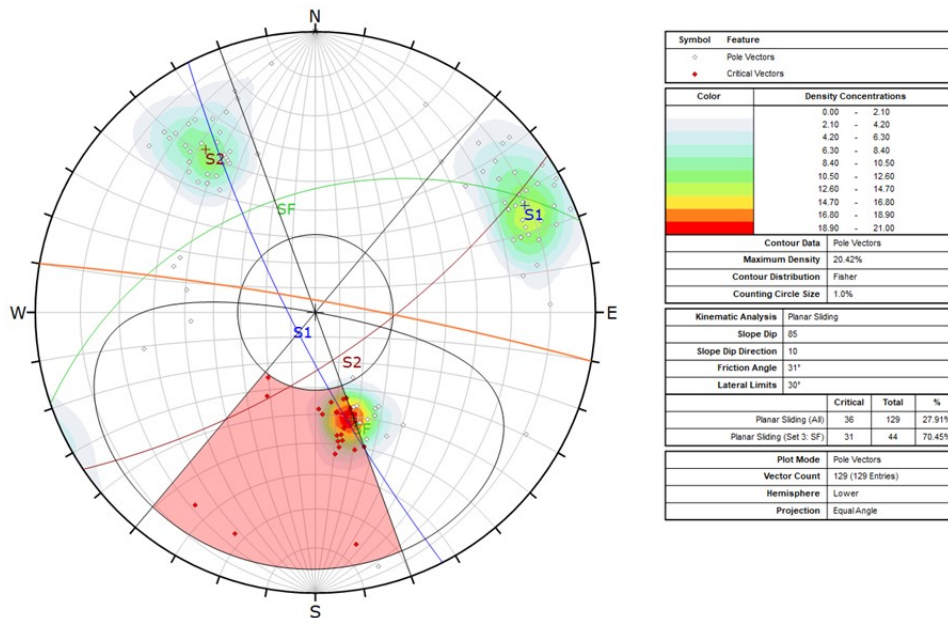
Tabell B.6: Resultater JCS - Schmidthammermålinger

| Sprekkesett SF | | | |
|-----------------------|------------------------|--|------------------|
| Profilnr. | Schmidt-hardhet | Tyngdetetthet av bergart [kN/m³] | JCS [MPa] |
| 9630 | 38 | 27 | 100 |
| 9630 | 41 | 27 | 110 |
| 8630 | 56 | 26 | 170 |
| 8630 | 60 | 26 | 230 |
| Gj.snitt | | | 153 |
| Min. | | | 100 |
| SD | | | 60.2 |

C Kinematisk analyse

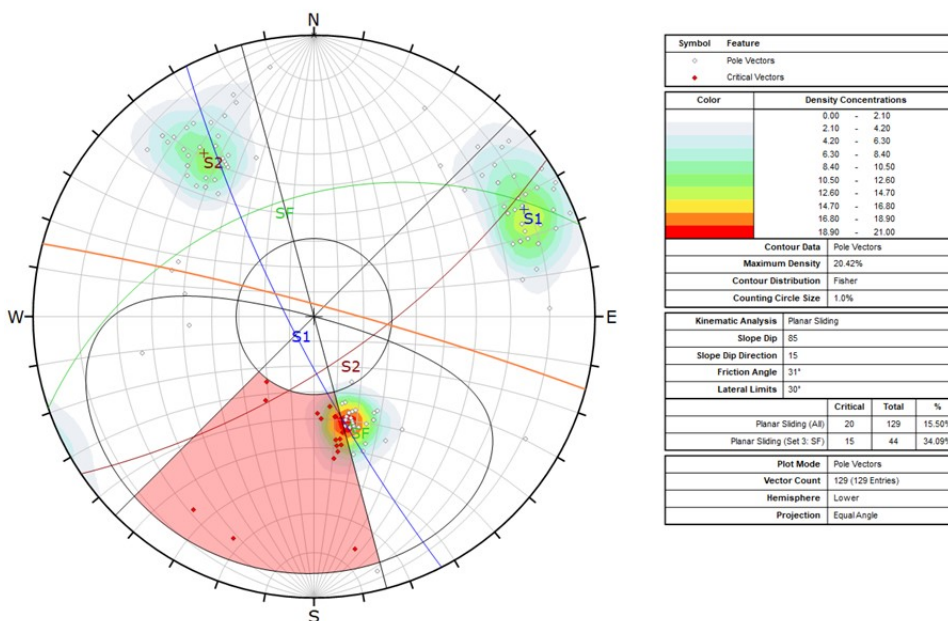
C.1 Plan utglidning

Orientering av bergskjæring (fall/fallretning): 010/85°



Figur C.1: Kinematisk analyse av plan utglidning, når orientering av skjæring er 010/85°.

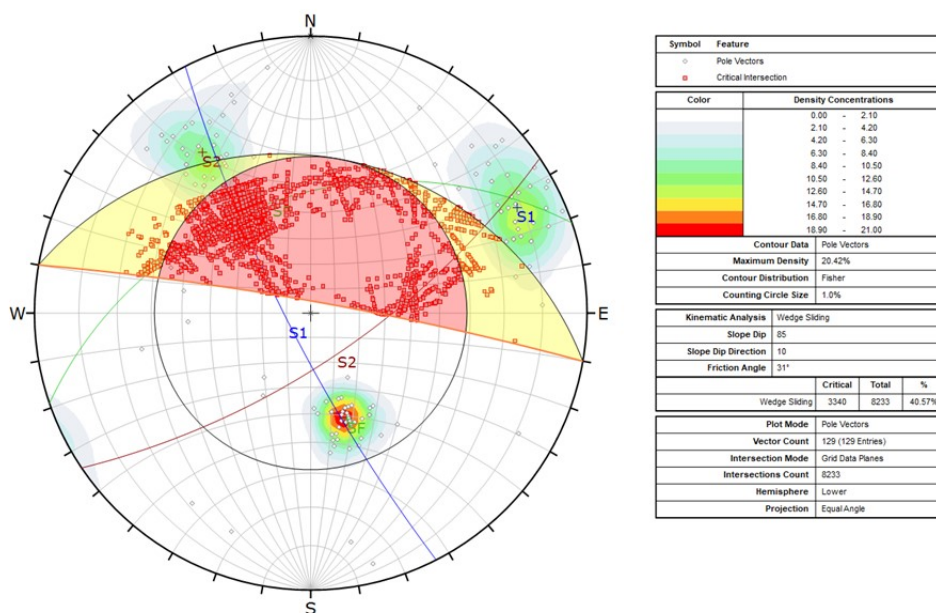
Orientering av bergskjæring (fall/fallretning): 015/85°



Figur C.2: Kinematisk analyse av plan utglidning, når orientering av skjæring er 015/85°.

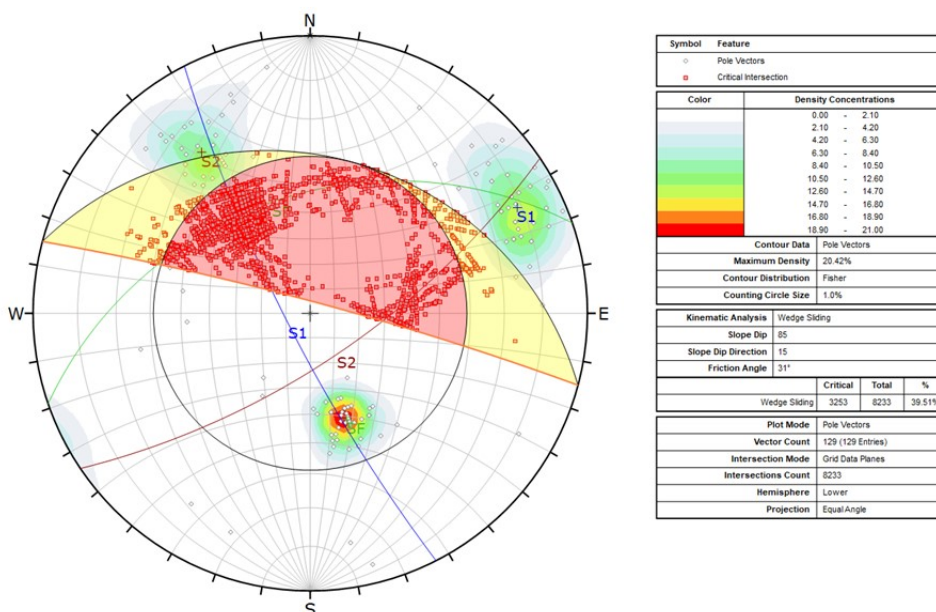
C.2 Kileutglidning

Orientering av bergskjæring (fall/fallretning): 010/85°



Figur C.3: Kinematisk analyse av kileutglidning, når orientering av skjæring er 010/85°.

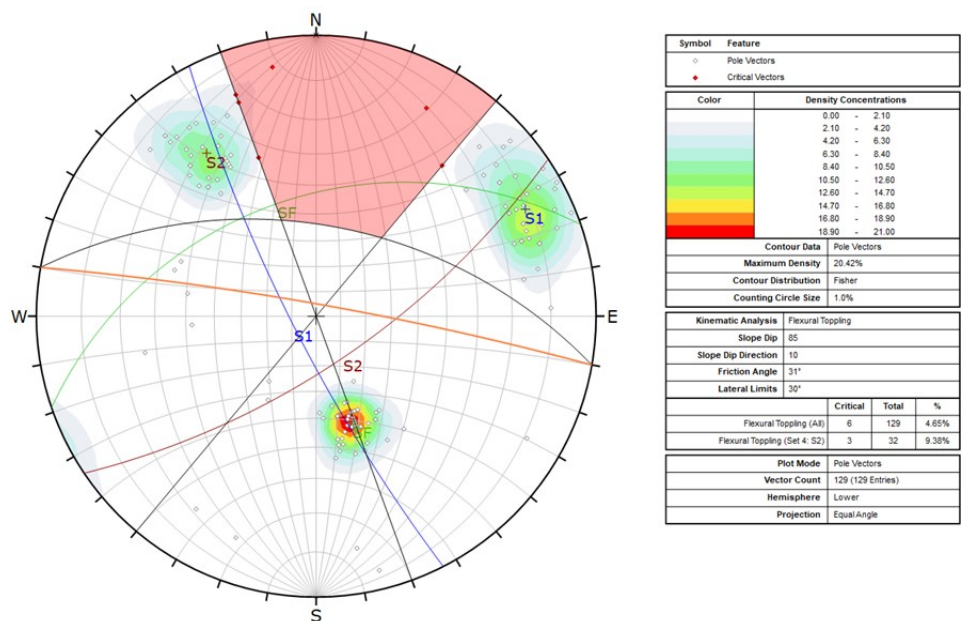
Orientering av bergskjæring (fall/fallretning): 015/85°



Figur C.4: Kinematisk analyse av kileutglidning, når orientering av skjæring er 015/85°.

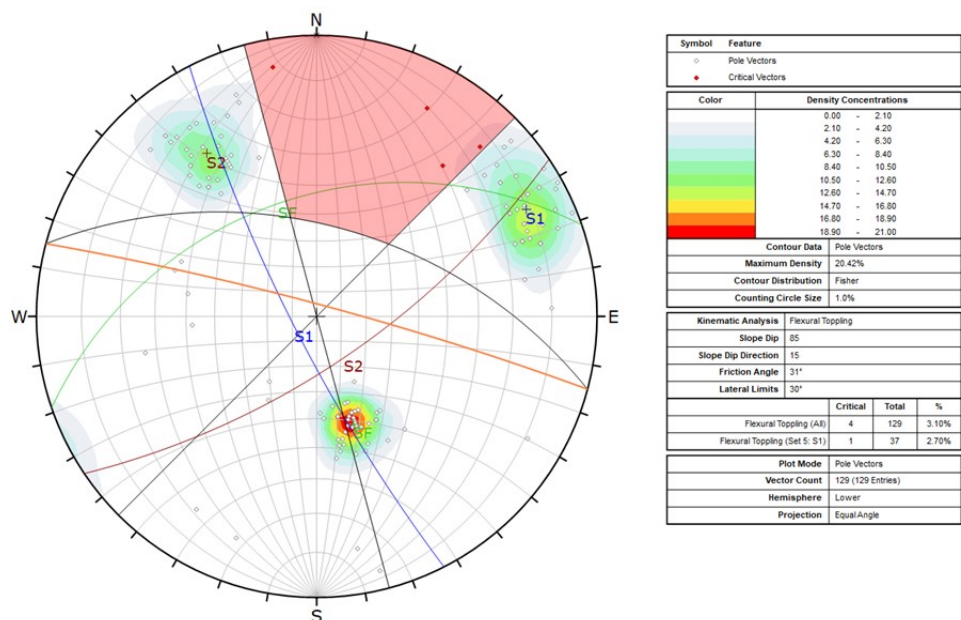
C.3 Utvelting (flexural toppling)

Orientering av bergskjæring (fall/fallretning): 010/85°



Figur C.5: Kinematisk analyse av fleksurell utvelting, når orientering av skjæring er 010/85°.

Orientering av bergskjæring (fall/fallretning): 015/85°



Figur C.6: Kinematisk analyse av fleksurell utvelting, når orientering av skjæring er 015/85°.

D Tabeller for Q-slope metoden

Tabell D.1: Rock quality designation, RQD (Bar og Barton 2017)

| Rock quality designation | description | RQD (%) ^a |
|--------------------------|-------------|----------------------|
| A | Very poor | 0–25 |
| B | Poor | 25–50 |
| C | Fair | 50–75 |
| D | Good | 75–90 |
| E | Excellent | 90–100 |

^a where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including zero), a nominal value of 10 is used to evaluate Q-slope. RQD intervals of 5, i.e., 100, 95, 90, etc., are sufficiently accurate

Tabell D.2: Joint set number, J_n (Bar og Barton 2017)

| Joint set number | description | J_n |
|------------------|--|-------|
| A | Massive, no or few joints | 0.5–1 |
| B | One joint set | 2 |
| C | One joint set plus random joints | 3 |
| D | Two joint sets | 4 |
| E | Two joint sets plus random joints | 6 |
| F | Three joint sets | 9 |
| G | Three joint sets plus random joints | 12 |
| H | Four or more joint sets, random, heavily jointed | 15 |
| J | Crushed rock, earthlike | 20 |

Tabell D.3: Joint alteration number, J_a (Bar og Barton 2017)

| Joint alteration number | description | J_a |
|---|---|---------------------|
| <i>(a) Rock-wall contact (no clay fillings, only coatings)</i> | | |
| A | Tightly healed, hard non-softening, impermeable filling, i.e., quartz or epidote | 0.75 |
| B | Unaltered joint walls, surface staining only | 1.0 |
| C | Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc. | 2.0 |
| D | Silty- or sandy-clay coatings, small clay disintegrated rock, etc. | 3.0 |
| E | Softening or low friction clay mineral coatings, i.e., kaolinite or mica. Also chlorite, talc, gypsum, graphite, etc., and small quantities of swelling clays | 4.0 |
| <i>(b) Rock-wall contact after some shearing (thin clay fillings, probable thickness $\approx 1-5$ mm)</i> | | |
| F | Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc. | 4.0 |
| G | Strongly over-consolidated non-softening clay mineral fillings | 6.0 |
| H | Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings | 8.0 |
| J | Swelling-clay fillings, i.e., montmorillonite. Value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles and access to water | 8–12 |
| <i>(c) No rock-wall contact when sheared (thick clay/crushed rock fillings)</i> | | |
| M | Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H, J for description of clay condition) | 6, 8, or 8–12 |
| N | Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction (non-softening) | 5.0 |
| OPR | Thick, continuous zones or bands of clay (see G, H, J for description of clay condition) | 10, 13, or 13–20 |

Tabell D.4: Joint roughness number, J_r (Bar og Barton 2017)

| Joint roughness number description | Jr |
|--|-----|
| <i>(a) Rock-wall contact, (b) contact after shearing</i> | |
| A Discontinuous joints | 4 |
| B Rough or irregular, undulating | 3 |
| C Smooth, undulating | 2 |
| D Slickensided, undulating | 1.5 |
| E Rough or irregular, planar | 1.5 |
| F Smooth, planar | 1.0 |
| G Slickensided, planar | 0.5 |
| <i>(c) No rock-wall contact when sheared</i> | |
| H Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock-wall contact | 1.0 |
| J Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock-wall contact | 1.0 |

Descriptions refer to small-scale features and intermediate scale features, in that order.

Add 1.0 if mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.

$J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided the lineations are oriented for minimum strength.

J_r and J_a classification are applied to the discontinuity set or sets that are least favorable for stability both from the point of view of orientation and shear resistance τ , where $\tau \approx \sigma_n \tan^{-1} (J_r/J_a)$.

Tabell D.5: Discontinuity orientation factor, O-factor (Bar og Barton 2017)

| O-factor description | Set A | Set B |
|--------------------------------|-------|-------|
| Very favorably oriented | 2.0 | 1.5 |
| Quite favorable | 1.0 | 1.0 |
| Unfavorable | 0.75 | 0.9 |
| Very unfavorable | 0.50 | 0.8 |
| Causing failure if unsupported | 0.25 | 0.5 |

Tabell D.6: Environmental and geological condition number, O-factor, J_{wice} (Bar og Barton 2017)

| J_{wice}^a | Desert environment | Wet environment | Tropical storms | Ice wedging |
|--------------------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-------------|
| Stable structure; competent rock | 1.0 | 0.7 | 0.5 | 0.9 |
| Stable structure; incompetent rock | 0.7 | 0.6 | 0.3 | 0.5 |
| Unstable structure; competent rock | 0.8 | 0.5 | 0.1 | 0.3 |
| Unstable structure; incompetent rock | 0.5 | 0.3 | 0.05 | 0.2 |

^a When drainage measures are installed, apply $J_{wice} \times 1.5$, when slope reinforcement measures are installed, apply $J_{wice} \times 1.3$, and when drainage and reinforcement are installed, apply both factors $J_{wice} \times 1.5 \times 1.3$

Tabell D.7: SRF_a physical condition (Bar og Barton 2017)

| Description | SRF_a |
|--|---------|
| A Slight loosening due to surface location, disturbance from blasting or excavation | 2.5 |
| B Loose blocks, signs of tension cracks and joint shearing, susceptibility to weathering, severe disturbance from blasting | 5 |
| C As B, but strong susceptibility to weathering | 10 |
| D Slope is in advanced stage of erosion and loosening due to periodic erosion by water and/or ice-wedging effects | 15 |
| E Residual slope with significant transport of material downslope | 20 |

Tabell D.8: SRF_b stress and strength (Bar og Barton 2017)

| Description | σ_c/σ_1^a | SRF_b |
|--|-----------------------|---------|
| F Moderate stress-strength range | 50–200 | 2.5–1 |
| G High stress-strength range | 10–50 | 5–2.5 |
| H Localized intact rock failure | 5–10 | 10–5 |
| J Crushing or plastic yield | 2.5–5 | 15–10 |
| K Plastic flow of strain softened material | 1–2.5 | 20–15 |

^a σ_c = unconfined compressive strength (UCS), σ_1 = maximum principal stress

Tabell D.9: SRF_c major discontinuity (Bar og Barton 2017)

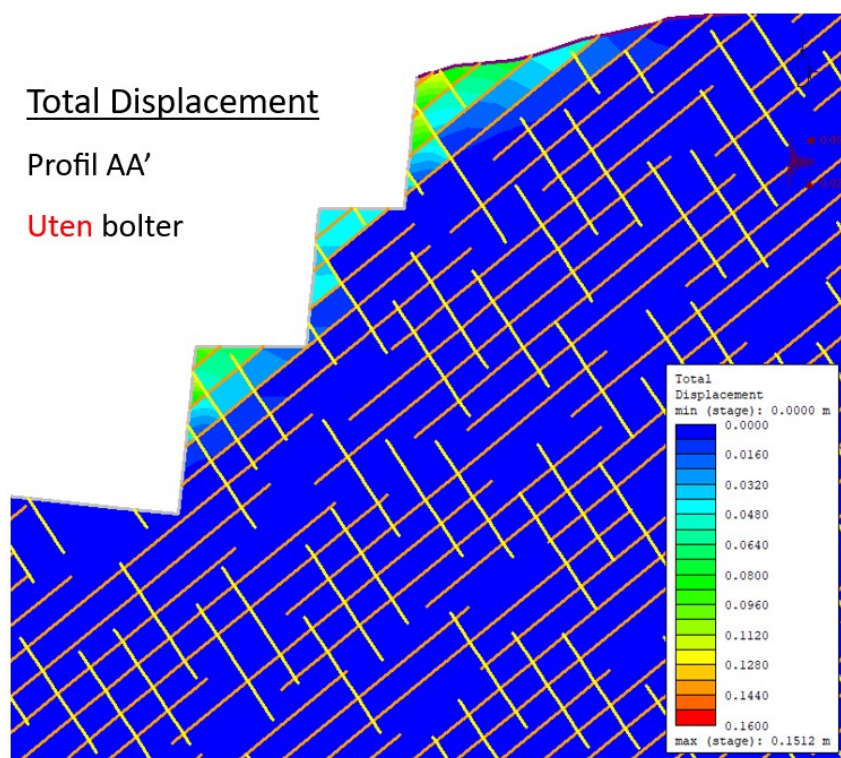
| SRF_c | Favorable | Unfavorable | Very un- favorable | Causing failure if unsupported |
|---|-----------|-------------|-----------------------|-----------------------------------|
| L Major discontinuity with little or no clay | 1 | 2 | 4 | 8 |
| M Major discontinuity with $RQD_{100} = 0^a$ due to clay and crushed rock | 2 | 4 | 8 | 16 |
| N Major discontinuity with $RQD_{300} = 0^b$ due to clay and crushed rock | 4 | 8 | 12 | 24 |

^a $RQD_{100} = 1$ m perpendicular sample of discontinuity,

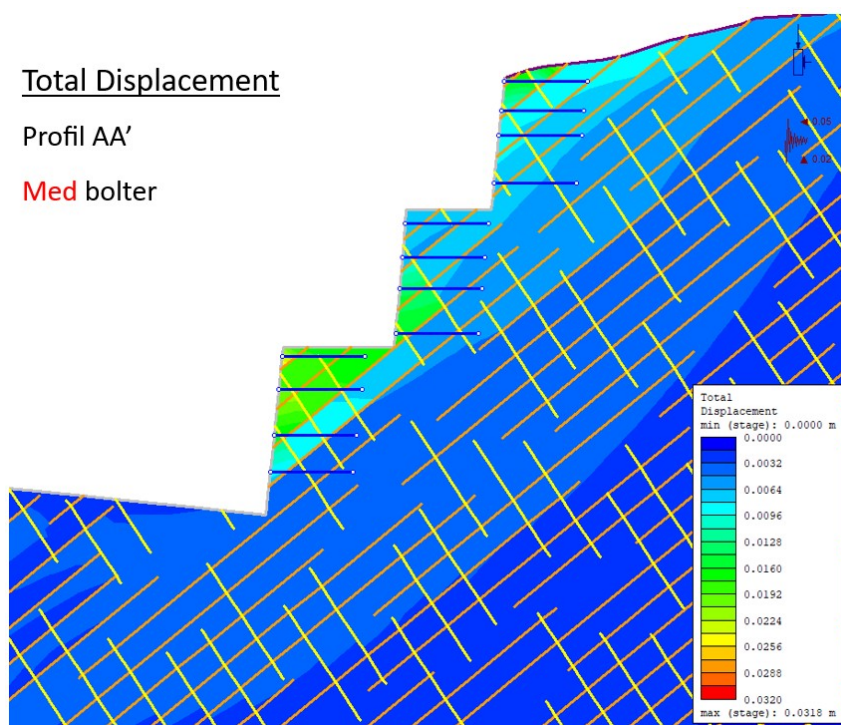
^b $RQD_{300} = 3$ m perpendicular sample of discontinuity

E Stabilitetsanalyse i RS2

Profil AA'

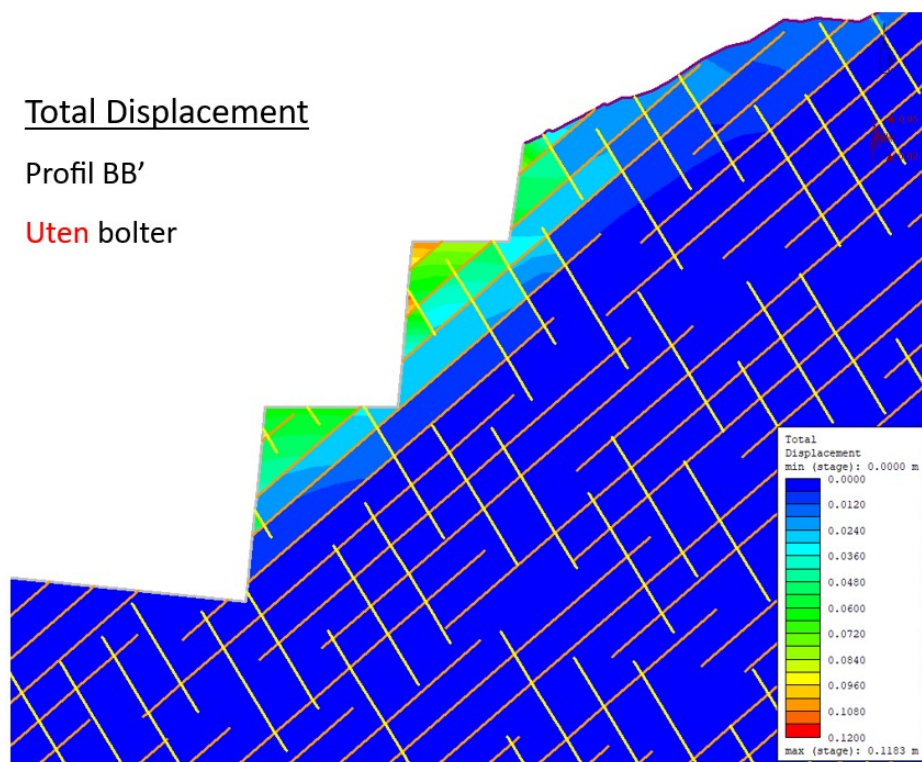


Figur E.1: Stabilitetsanalyse i RS2 uten sikring for profil AA'.

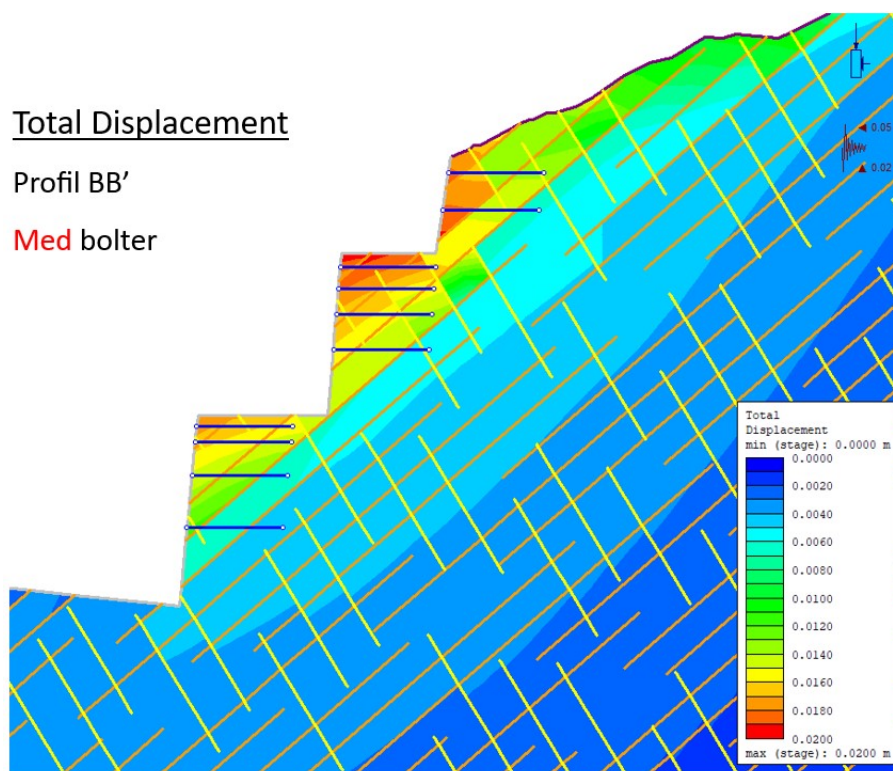


Figur E.2: Stabilitetsanalyse i RS2 med sikring for profil AA'.

Profil BB'

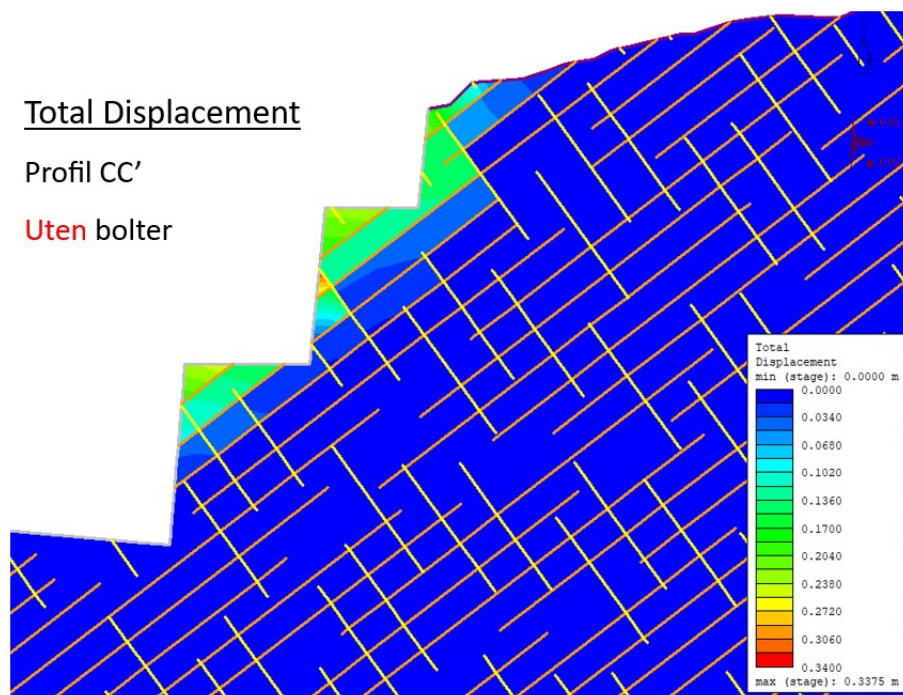


Figur E.3: Stabilitetsanalyse i RS2 uten sikring for profil AA'.

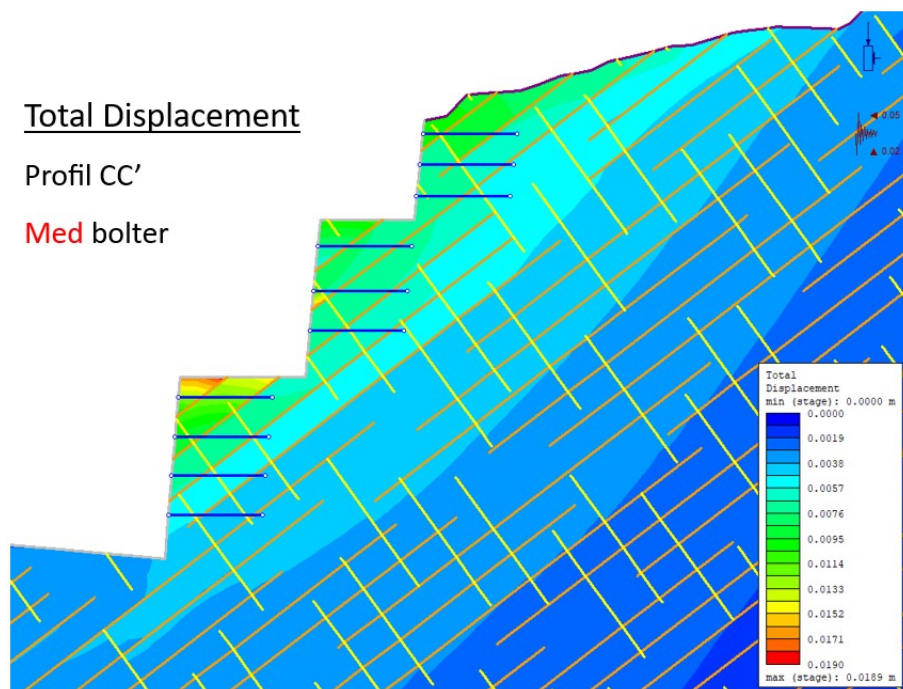


Figur E.4: Stabilitetsanalyse i RS2 med sikring for profil AA'.

Profil CC'



Figur E.5: Stabilitetsanalyse i RS2 uten sikring for profil CC'.

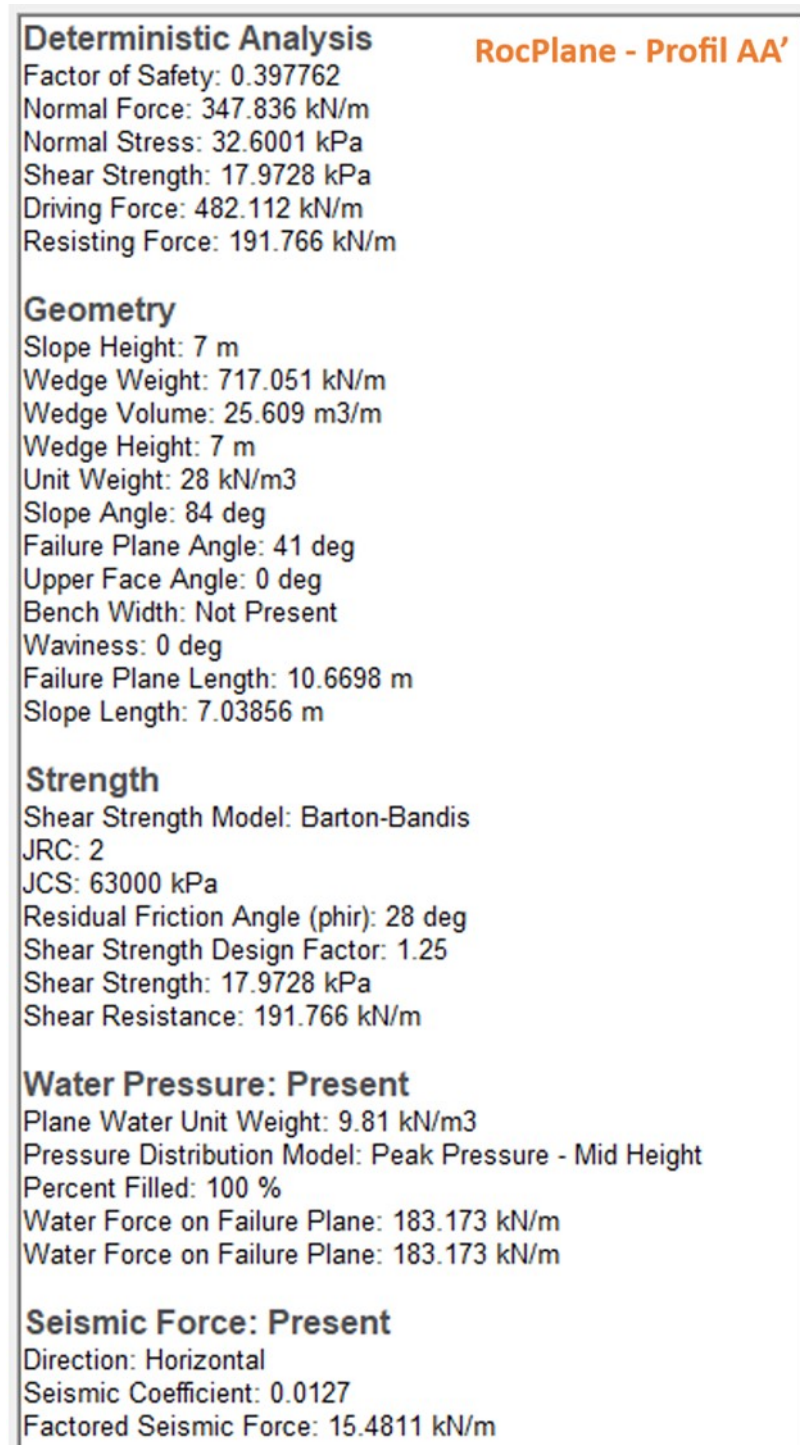


Figur E.6: Stabilitetsanalyse i RS2 med sikring for profil CC'.

F Likevektsberegning: partialfaktormetoden

Profil AA'

LIKEVEKTSBEREGNING I ROCPLANE:

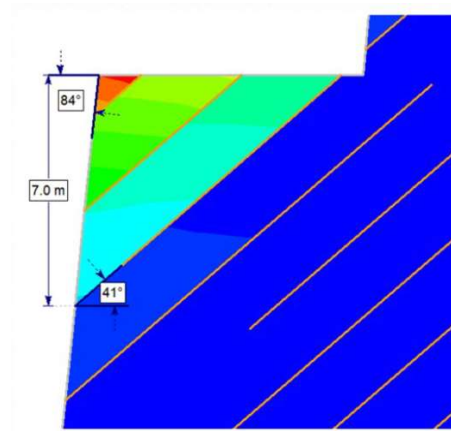


Figur F.1: Likevektsberegning i RocPlane for profil AA'.

Likevektsberegning med partialfaktormetoden i Excel

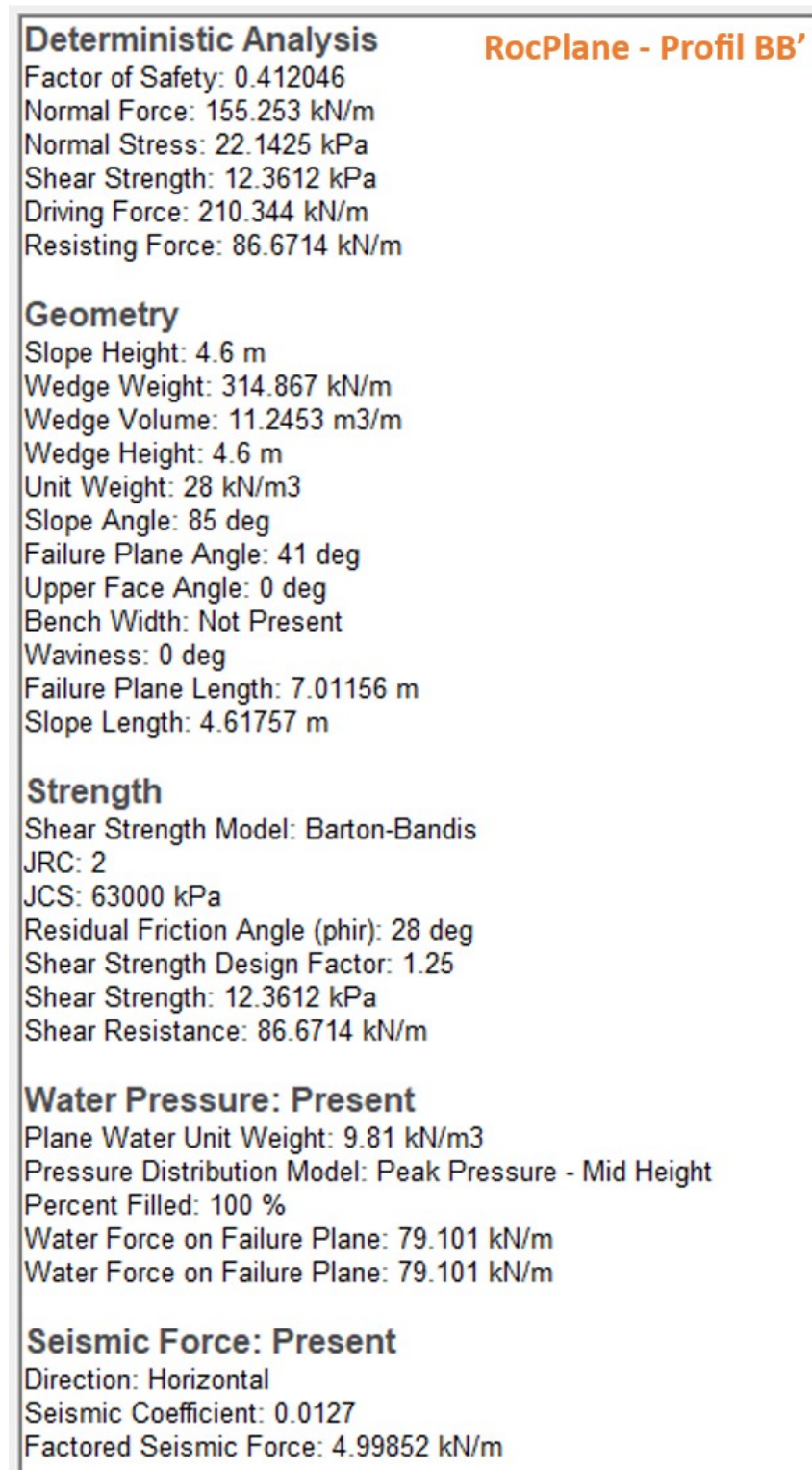
Profil AA'

| Parameter | Symbol | Verdi | Enhet | Formel |
|--|----------------------|---------------|-------------------|---|
| Geometri | | | | |
| Høyde | H | 7 | m | Se figur til venstre |
| Lengde glideplan | L | 10,67 | m | Se figur til venstre |
| Svakhetsplanetets fallvinkel | β | 41 | grader | Se figur til venstre |
| Skjæringsflatens fallvinkel | θ | 84 | grader | Se figur til venstre |
| Densitet bergart | ρ | 28 | kN/m ³ | Laboratorieundersøkelse |
| Densitet vann | ρ_v | 9,81 | kN/m ³ | |
| Blokkens masse | | | | |
| Blokkens masse | G | 717,05 | kN/m | |
| Blokkens kraft i skjærplanet | G_s | 470,43 | kN/m | |
| Blokkens kraft i normalspenningsretn | G_n | 541,17 | kN/m | |
| Vanndrykk | | | | |
| Partialfaktor | γ | 1 | | |
| Dimensjonerende vanndrykk | U_d | 183,17 | kN/m | |
| Seismisk påvirkning | | | | |
| Partialfaktor | γ_I | 1,7 | | |
| Berggrunnens referansespissverdi | a_{gR} | 0,25 | m/s ² | Standard Norge Eurokode 8 del 1, tabell 7.1 |
| Dimensjonerende grunnakserelasjon | a_g | 0,425 | m/s ² | $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$ |
| Tyngdens gravitasjon | g | 9,81 | m/s ² | |
| Forsterkningsfaktor | S_f | 1,00 | | $F_a = 0,5 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S_f \cdot G$ |
| Dim. Kraft i horisontalplanet | F_a | 15,53 | kN/m | |
| Dim. Seismisk kraft i skjærplanet | F_s | 11,72 | kN/m | $F_s = F_a \cos \beta$ |
| Dim. Seismisk kraft i normalspenningsretn | F_n | 10,19 | kN/m | $F_n = F_a \sin \beta$ |
| Svakhetsplanetets skjærstyrke | | | | |
| Ruhet | JRC | 2 | | Laboratorieundersøkelse |
| Bergmassestykke | JCS | 63 | Mpa | Laboratorieundersøkelse |
| Basis friksjonsvinkel | ϕ_b | 28 | grader | |
| Normalspenning | σ_n | 32,60 | kN/m ² | $\sigma_n = \frac{G_n - U_d - F_n}{L}$ 1 kN/m ² = 0.001 Mpa |
| Normalspenning | σ_n | 0,03 | Mpa | |
| Aktiv friksjonsvinkel | ϕ_k | 34,57 | grader | $\phi_k = JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_b$ |
| Partialfaktor | γ_ϕ | 1,25 | | |
| Dimensjonerende friksjonsvinkel | $\tan \phi_d$ | 0,55 | | $\tan \phi_d = \frac{\tan \phi_k}{\gamma_\phi}$ |
| Skjærstyrke | τ | 17,97 | kPa | |
| Skjærkraft | S_d | 298,35 | kN/m | $\tau = \sigma_n \tan \phi$ $S_d = G_n \tan \phi_d$ |
| Likevektsberegning | | | | |
| Stabiliserende krefter | ΣR_d | 191,75 | kN/m | $\Sigma R_d = (G_n - U_n - F_n + T_n) \tan \phi_d$ |
| Drivende krefter | ΣF_d | 482,15 | kN/m | $\Sigma F_d = G_s + F_s - T_s$ |
| Sikkerhetsfaktor | SF | 0,40 | | $SF = \frac{\Sigma R_d}{\Sigma F_d}$ |



Profil BB'

LIKEVEKTSBEREGNING I ROCPLANE:



Figur F.2: Likevektsberegning i RocPlane for profil BB'

Likevektsberegning med partialfaktormetoden i Excel

Profil BB'

| Parameter | Symbol | Verdi | Enhet | Formel |
|--|----------------------|--------------------|-------------------|---|
| Geometri | | | | |
| Høyde | H | 4,6 | m | Se figur til venstre |
| Lengde glideplan | L | 7 | m | Se figur til venstre |
| Svakhetsplanetets fallvinkel | β | 41 | grader | Se figur til venstre |
| Skjæringsflatens fallvinkel | θ | 85 | grader | Se figur til venstre |
| Densitet bergart | ρ | 28 | kN/m ³ | Laboratorieundersøkelse |
| Densitet vann | ρ_v | 9,81 | kN/m ³ | |
| Blokkens masse | | | | |
| Blokkens masse | G | 314,87 | kN/m | |
| Blokkens kraft i skjærplanet | G_s | 206,57 | kN/m | |
| Blokkens kraft i normalspenningsretn | G_n | 237,63 | kN/m | |
| Vanntrykk | | | | |
| Partialfaktor | γ_U | 1 | | |
| Dimensjonerende vanntrykk | U_d | 79,10096151 | kN/m | |
| Seismisk påvirkning | | | | |
| Partialfaktor | γ_I | 1,7 | | |
| Berggrunnens referansespissverdi | a_{gR} | 0,25 | m/s ² | Standard Norge Eurokode 8 del 1, tabell 7.1 |
| Dimensjonerende grunnakserelasjon | a_g | 0,425 | m/s ² | |
| Tyngdens gravitasjon | g | 9,81 | m/s ² | |
| Forsterkningsfaktor | S _f | 1,00 | | |
| Dim. Kraft i horisontalplanet | F_a | 6,82 | kN/m | |
| Dim. Seismisk kraft i skjærplanet | F_s | 5,15 | kN/m | |
| Dim. Seismisk kraft i normalspenningsretn | F_n | 4,47 | kN/m | |
| Svakhetsplanetets skjærstyrke | | | | |
| Ruhet | JRC | 2 | | Laboratorieundersøkelse |
| Bergmassestykke | JCS | 63 | Mpa | Laboratorieundersøkelse |
| Basis friksjonsvinkel | ϕ_b | 28 | grader | |
| Normalspenning | σ_n | 22,01 | kN/m ² | |
| Normalspenning | σ_n | 0,02 | Mpa | 1 kN/m ² = 0.001 Mpa |
| Aktiv friksjonsvinkel | ϕ_k | 34,91 | grader | |
| Partialfaktor | γ_ϕ | 1,25 | | |
| Dimensjonerende friksjonsvinkel | $\tan \phi_d$ | 0,56 | | |
| Skjærstyrke | τ | 12,29 | kPa | |
| Skjærkraft | S_d | 132,69 | kN/m | |
| Likevektsberegning | | | | |
| Stabiliserende krefter | ΣR_d | 86,02 | kN/m | |
| Drivende krefter | ΣF_d | 211,72 | kN/m | |
| Sikkerhetsfaktor | SF | 0,41 | | |

Se figur til venstre

Se figur til venstre

Se figur til venstre

Se figur til venstre

Laboratorieundersøkelse

$$G = \rho_b \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \left(\frac{1}{\tan \beta} - \frac{1}{\tan \theta} \right)$$

$$G_s = G \sin \beta$$

$$G_n = G \cos \beta$$

$$U_d = \frac{\rho_v H^2}{4 \sin \beta} \cdot \gamma_U$$

Standard Norge Eurokode 8 del 1, tabell 7.1

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

$$F_a = 0,5 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S_f \cdot G$$

$$F_s = F_a \cos \beta$$

$$F_n = F_a \sin \beta$$

Laboratorieundersøkelse

Laboratorieundersøkelse

$$\sigma_n = \frac{G_n - U_d - F_n}{L}$$

$$1 \text{ kN/m}^2 = 0.001 \text{ Mpa}$$

$$\varphi_k = JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_b$$

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\phi}$$

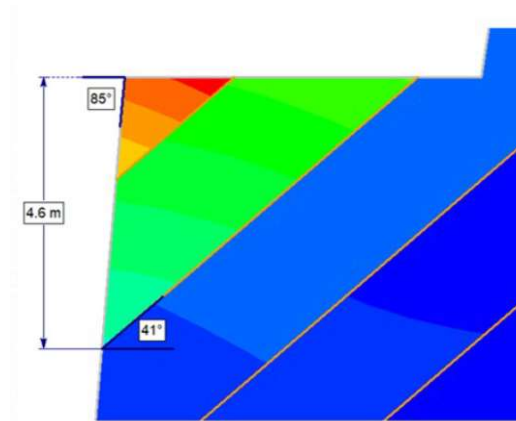
$$\tau = \sigma_n \tan \varphi$$

$$S_d = G_n \tan \varphi_d$$

$$\Sigma R_d = (G_n - U_n - F_n + T_n) \tan \varphi_d$$

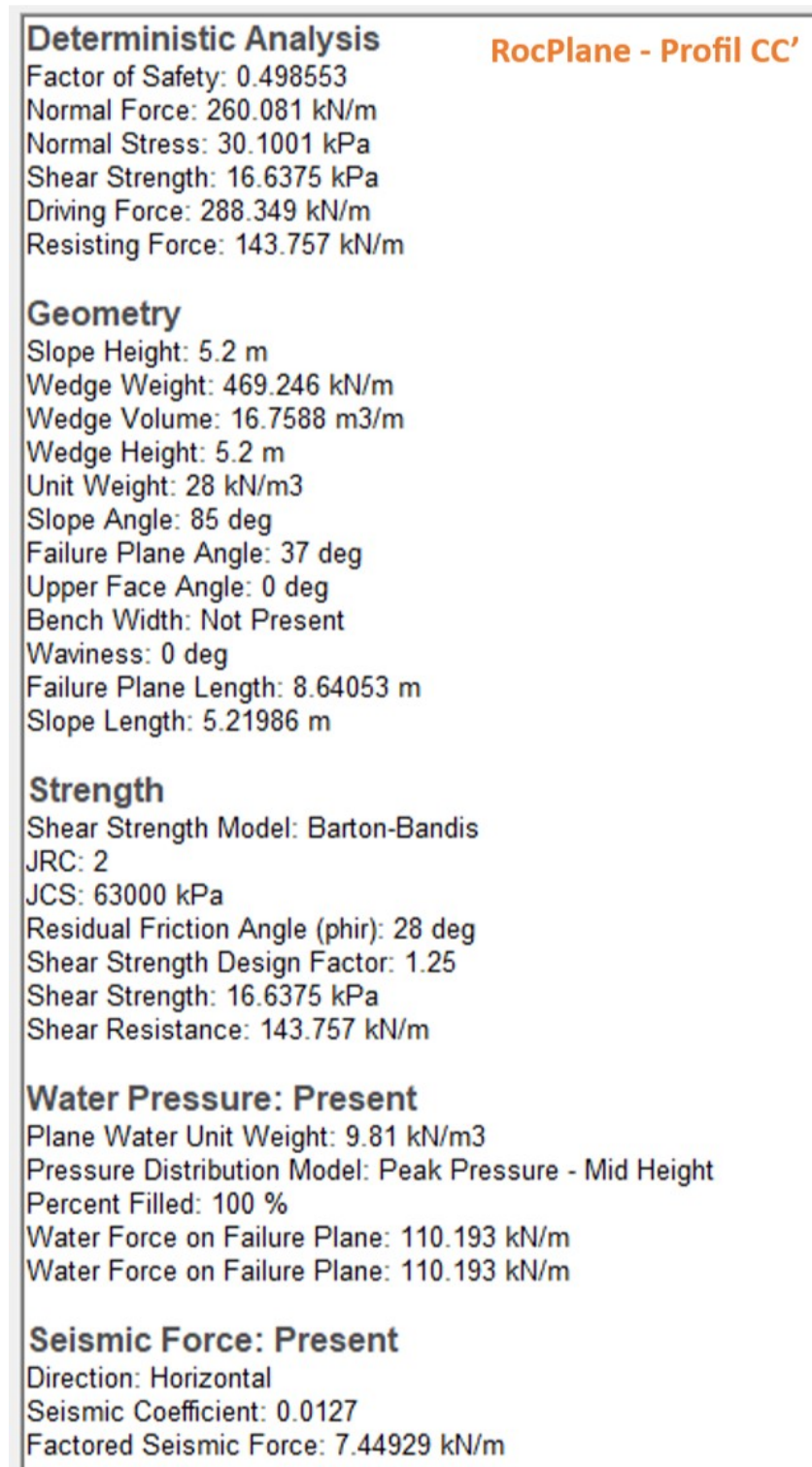
$$\Sigma F_d = G_s + F_s - T_s$$

$$SF = \frac{\Sigma R_d}{\Sigma F_d}$$



Profil CC'

LIKEVEKTSBEREGNING I ROCPLANE:



Figur F.3: Likevektsberegning i RocPlane for profil CC'.

Likevektsberegning med partialfaktormetoden i Excel

Profil CC'

| Parameter | Symbol | Verdi | Enhet | Formel |
|--|--------------------------------|---------------|-------------------|---|
| Geometri | | | | |
| Høyde | H | 5,2 | m | Se figur til venstre |
| Lengde glideplan | L | 8,64 | m | Se figur til venstre |
| Svakhetsplanets fallvinkel | β | 37 | grader | Se figur til venstre |
| Skjæringsflatens fallvinkel | θ | 85 | grader | Se figur til venstre |
| Densitet bergart | ρ | 28 | kN/m ³ | Laboratorieundersøkelse |
| Densitet vann | ρ_v | 9,81 | kN/m ³ | |
| Blokkens masse | | | | |
| Blokkens masse | G | 469,25 | kN/m | |
| Blokkens kraft i skjærplanet | G_s | 282,40 | kN/m | |
| Blokkens kraft i normalspenningsretn | G_n | 374,76 | kN/m | |
| Vanntrykk | | | | |
| Partialfaktor | γ_Y | 1 | | |
| Dimensjonerende vanntrykk | U_d | 110,19 | kN/m | |
| Seismisk påvirkning | | | | |
| Partialfaktor | γ_I | 1,7 | | |
| Berggrunnens referansespissverdi | a_{gR} | 0,25 | m/s ² | Standard Norge Eurokode 8 del 1, tabell 7.1 |
| Dimensjonerende grunnakserelasjon | a_g | 0,425 | m/s ² | |
| Tyngdens gravitasjon | g | 9,81 | m/s ² | |
| Forsterkningsfaktor | S _f | 1,00 | | |
| Dim. Kraft i horisontalplanet | F_a | 10,16 | kN/m | |
| Dim. Seismisk kraft i skjærplanet | F_s | 8,12 | kN/m | |
| Dim. Seismisk kraft i normalspenningsretn | F_n | 6,12 | kN/m | |
| Svakhetsplanets skjærstyrke | | | | |
| Ruhet | JRC | 2 | | Laboratorieundersøkelse |
| Bergmassestykke | JCS | 63 | Mpa | Laboratorieundersøkelse |
| Basis friksjonsvinkel | ϕ_b | 28 | grader | |
| Normalspenning | σ_n | 29,91 | kN/m ² | |
| Normalspenning | σ_n | 0,03 | Mpa | 1 kN/m ² = 0.001 Mpa |
| Aktiv friksjonsvinkel | ϕ_k | 34,65 | grader | |
| Partialfaktor | γ_ϕ | 1,25 | | |
| Dimensjonerende friksjonsvinkel | $\tan \phi_d$ | 0,55 | | |
| Skjærstyrke | τ | 16,54 | kPa | |
| Skjærkraft | S_d | 207,18 | kN/m | |
| Likevektsberegning | | | | |
| Stabiliserende krefter | ΣR_d | 142,88 | kN/m | |
| Drivende krefter | ΣF_d | 290,52 | kN/m | |
| Sikkerhetsfaktor | SF | 0,49 | | |

Se figur til venstre

Se figur til venstre

Se figur til venstre

Se figur til venstre

Laboratorieundersøkelse

$$G = \rho_b \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \left(\frac{1}{\tan \beta} - \frac{1}{\tan \theta} \right)$$

$$G_s = G \sin \beta$$

$$G_n = G \cos \beta$$

$$U_d = \frac{\rho_v H^2}{4 \sin \beta} \cdot \gamma_Y$$

Standard Norge Eurokode 8 del 1, tabell 7.1

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

$$F_a = 0,5 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S_f \cdot G$$

$$F_s = F_a \cos \beta$$

$$F_n = F_a \sin \beta$$

Laboratorieundersøkelse

Laboratorieundersøkelse

$$\sigma_n = \frac{G_n - U_d - F_n}{L}$$

$$1 \text{ kN/m}^2 = 0.001 \text{ Mpa}$$

$$\phi_k = JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b$$

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi_k}{\gamma_\phi}$$

$$\tau = \sigma_n \tan \phi$$

$$S_d = G_n \tan \phi_d$$

$$\Sigma R_d = (G_n - U_n - F_n + T_n) \tan \phi_d$$

$$\Sigma F_d = G_s + F_s - T_s$$

$$SF = \frac{\Sigma R_d}{\Sigma F_d}$$

